

PROYEK AKHIR TERAPAN - RC096599

DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK PLTU KOTABARU KALIMANTAN SELATAN KAPASITAS BARGE 330 FEET

MOH. DAWWAS IZZUDDIN R.
NRP 3113 041 046

Dosen Pembimbing
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.
NIP 19600105 198603 1 003

PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC096599

DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK PLTU KOTABARU KALIMANTAN SELATAN KAPASITAS BARGE 330 FEET

**MOH. DAWWAS IZZUDDIN R.
NRP 3113 041 046**

**Dosen Pembimbing
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS
NIP 19600105 198603 1 003**

**PROGRAM STUDI DILPOMA IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



FINAL PROJECT - RC096599

DESIGN OF PRECAST DOCK STRUCTURE WITH 330 FEET BARGE FOR KOTABARU PLANTS IN SOUTH KALIMANTAN

**MOH. DAWWAS IZZUDDIN R.
NRP 3113 041 046**

**Supervisor Lecture
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS
NIP 19600105 198603 1 003**

**DIPLOMA IV OF CIVIL ENGINEERING
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTEMENT
FACULTY OF VOCATION
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**

LEMBAR PENGESAHAN
DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK
PLTU KOTABARU KALIMANTAN SEATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET
TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Terapan

Pada

Program Studi Diploma IV Teknik Sipil

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil

Fakultas Vokasi

Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Surabaya, 31 Juli 2017

Disusun Oleh :

MAHASISWA



MOH. DAWWAS IZZUDDIN R.

NRP. 3113 041 046





BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 7/10/2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Desain Struktur Dermaga Pracetak untuk PLTU Kotabaru Kalimantan Selatan Kapasitas Barge 330 Feet		
Nama Mahasiswa	Moh. Dawwas Izzuddin R.	NRP	3113041046
Dosen Pembimbing 1	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS. NIP 19600105 198603 1 003	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<ul style="list-style-type: none">Bolder disarankan ditambah di dermasa dekat kapal (jebi laut)Posisi atau kemiringan tiang pancang pd mooring dolphin → perlu distimulusLengkap dan perbaiki gambar-gambar yang sudah ada.	 R. Buyung Anugraha A., ST., MT. NIP 19740203 200212 1 002
<ul style="list-style-type: none">Lembar pencekahanTulangan balok tumpuan dan lapangan terbalikGambar 2 diperbaiki Dermas Dermaga → trestle	 Ir. Agung Budipriyanto, M.Eng., Ph.D. NIP 19620328 198803 1 001
<ul style="list-style-type: none">Cek kekuatan geser tumpuan plat pracetak dan cor cekempasGambar eksis (gambar 1)Pos melintang trestleDeras → pile cap belum ada	 Ir. Chomaedhi, CES.Geo. NIP 19550319 198403 1 001

Persetujuan Hasil Revisi			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
 R. Buyung Anugraha A., ST., MT. NIP 19740203 200212 1 002	 Afif Navir Refani, ST., MT. NIP 19840919 201504 1 001	 Ir. Agung Budipriyanto, M.Eng., Ph.D. NIP 19620328 198803 1 001	 Ir. Chomaedhi, CES.Geo. NIP 19550319 198403 1 001

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	 Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.	



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 MDH. DAWWAS IZZUDDIN R. 2
NRP : 1 3113041046 2
Judul Tugas Akhir : DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK PLTU KOTABARU
 KALIMANTAN SELATAN KAPASITAS KAPAL BARGE 330 FEET
Dosen Pembimbing : Ir. IBNU PUDJI R., MS.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	8 Feb 2017	Permodelan SAP dermaga				
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	27 Feb 2017	Perhitungan prategang I girder				
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3.	9 April 2017	Perencanaan plat dermaga untuk LHM - 150				
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4.	26 April 2017	Permodelan SAP 2 trastle (dermaga)				
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5.	24 Mei 2017	Perhitungan gempa pada prategang I girder				
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK PLTU KOTABARU KALIMANTAN SELATAN KAPASITAS BARGE 330 FEET

Nama Mahasiswa : Moh. Dawwas Izzuddin R.
NRP : 3113041046
Jurusan : DIV Teknik Sipil Departemen
Teknik Infrastruktur Sipil
FVOKASI-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

ABSTRAK

Dermaga adalah suatu bangunan pelabuhan yang digunakan untuk merapat dan menambatkan kapal yang melakukan bongkar muat barang dan menari-turunkan penumpang. Dermaga memiliki dimensi dan bentuk rencana yang disesuaikan pada jenis kapal yang berlabuh, peruntukan dermaga atau fasilitas yang akan digunakan pada dermaga tersebut. Dermaga PLTU di Kotabaru Kalimantan Selatan untuk menambatnya barge 270 feet yang akan ditingkatkan menjadi kapasitas barge 330 feet merupakan suatu permasalahan yang akan digunakan sebagai latar belakang ditulisnya proyek akhir ini.

Dalam pengerjaan struktur dermaga ini menggunakan beton pracetak sebagai bekisting karena lokasi pekerjaan struktur dermaga ini berada di laut yang susah dalam pemasangan bekisting. Pada proses bongkar muat akan direncanakan menggunakan *Harbour Mobile Crane* sehingga pada perencanaan strukturnya menggunakan plat yang tebal.

Proyek akhir ini diharapkan bisa memecahkan masalah yang diusung dalam laporan ini, mulai dari perencanaan dimensi, komponen serta fasilitas dermaga PLTU Kotabaru Kalimantan Selatan.

Kata kunci: dermaga, trestle, beton prategang, beton pracetak.

DESIGN OF PRECAST DOCK STRUCTURE WITH 330 FEET BARGE FOR KOTABARU PLANTS IN SOUTH KALIMANTAN

Student Name : Moh. Dawwas Izzuddin R.
NRP : 3113041046
Departement : DIV Teknik Sipil Departemen
Teknik Infrastruktur Sipil
FVOKASI-ITS
Counselloer Lecturer : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.

ABSTRACT

The dock is a port building that is used to dock and moor the ship's loading and unloading goods and to do the loading-unloading of passengers. The dimensions and shapes of the dock have planned related to the type of ships which is going to be docked, the designation of the dock or the facilities to be used on the dock. The PLTU quay in Kotabaru South Kalimantan that is hold the barge of 270 feet which will be upgraded to 330 feet barge capacity is one of a problem that will be used as the background of this final project.

In this dock structure is using precast concrete as formwork because the work location of this dock structure is in the sea which is difficult in the installing formwork. In the process of loading and unloading will be planned using Harbor Mobile Crane so in the planning structure is using thick plates.

This final project is expected to solve the problems that is carried out in this thesis, start from the dimension planning, the components and the facilities of dock Power Plant Kotabaru, South Kalimantan.

Keyword: *dock, trestle, prestressed concrete, precast concrete.*

KATA PENGANTAR

Puji syukur terpanjatkan kehadirat Allah S.W.T. atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam tercurah kepada Nabi Muhammad S.A.W. sehingga laporan proyek akhir ini dapat terselesaikan.

Tersusunnya proyek akhir ini juga tidak terlepas dari dukungan dan motivasi dari berbagai pihak yang telah banyak membantu dan memberi masukan serta arahan. Untuk itu begitu banyak ucapan terimakasih kepada:

1. Kedua orang tua serta saudara tercinta, sebagai penyemangat dan telah memberikan banyak dukungan moril maupun materiil, serta doa.
2. Bapak Dr. Machsus ST., MT., selaku kepala koordinator Program Studi Diploma Sipil ITS.
3. Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS, selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan proyek akhir ini sekaligus sebagai dosen wali.
4. Teman-teman terdekat yang tidak bisa disebutkan satu-persatu, terimakasih atas bantuan dan saran selama proses pengerjaan proyek akhir ini.

Disadari bahwa dalam penyusunan proyek akhir ini terdapat masih banyak kekurangan dan masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu diharapkan terdapat kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan proyek akhir ini.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT.....	ii
KATA PENGANTAR.....	iii
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR GAMBAR.....	xi
DAFTAR TABEL	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Manfaat	3
1.5 Batasan Masalah.....	5
1.6 Peta Lokasi	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	9
2.1 Tinjauan Umum.....	9
2.2 Dasar – dasar Perencanaan.....	10
2.3 Dermaga	11
2.3.1 Pengertian Dermaga.....	11
2.3.2 Bentuk/Tipe Dermaga.....	12
2.3.3 Dermaga <i>Jetty</i>	13
2.4 Perencanaan Dimensi Dermaga	14
2.4.1 Panjang Dermaga	14
2.4.2 Lebar Dermaga.....	15
2.4.3 Tinggi Dek/Lantai Dermaga	16
2.4.4 Kedalaman Dermaga.....	16
2.5 Perencanaan Pembebanan Dermaga.....	17
2.5.1 Beban Mati.....	18
2.5.2 Beban Hidup	18
2.5.3 Berthing Energy	19

2.5.4	Beban Akibat Angin (Rw)	22
2.5.5	Beban Akibat Arus.....	23
2.5.6	Beban Akibat Gelombang.....	24
2.5.7	Beban Gempa.....	24
2.6	Perencanaan Struktur Dermaga.....	31
2.6.1	Plat Lantai	31
2.6.2	Balok	34
2.6.3	Pile Cap.....	42
2.6.4	Pondasi.....	44
2.7	Perencanaan Fender.....	45
2.7.1	Tipe –tipe <i>Fender</i>	45
2.7.2	Jarak Fender	46
2.8	Perencanaan Bollard / Mooring.....	48
2.8.1	Kapasitas Bollard	48
2.8.2	Penentuan Posisi Bollard	49
2.8.3	Perencanaan Panjang Penjangkaran Bollard	49
2.9	Beton Pracetak.....	50
2.9.1	Pengertian	50
2.9.2	Keuntungan dan kerugian	50
2.9.3	Elemen pracetak.....	51
2.9.4	Kontrol Beton Pracetak.....	52
2.9.5	Pengangkatan	53
2.10	Perencanaan Bangunan Atas dengan Beton Prategang.....	55
2.11	Metode Pelaksanaan.....	63
BAB III	METODOLOGI DESAIN.....	65
3.1	Metode Desain	65
3.2	Uraian Metode.....	65
3.2.1	Pengumpulan Data	65
3.2.2	Preliminary Design	65
3.3	Permodelan Struktur.....	68

3.4	Analisa Pembebanan	68
3.5	Kombinasi Pembebanan	71
3.6	Analisa Gaya Dalam dan Perhitungan Struktur	74
3.7	Gambar Rencana	75
3.8	Diagram Alir	76
3.8.1	Diagram Alir Desain Struktur Dermaga	76
3.8.2	Diagram Alir Beton Prategang.....	77
3.9	Jadwal Pengerjaan Proyek AKhir.....	78
BAB IV	ANALISA DATA	79
4.1	Data Angin	79
4.2	Data Pasang Surut	81
4.3	Data Kapal.....	81
4.4	Peta Bathymetri	82
4.5	Data Alat	84
4.6	Data Tanah	86
BAB V	PRELIMINARY DESIGN	91
5.1	Dimensi Dermaga.....	91
5.1.1	Ketinggian Lantai Dermaga.....	91
5.1.2	Panjang Dermaga	91
5.1.3	Kedalaman Dermaga.....	92
5.1.4	Lebar Dermaga.....	92
5.1.5	Panjang Tiang Pancang.....	93
5.2	Fender.....	93
5.3	Mooring.....	98
5.3.1	Beban Angin	98
5.3.2	Beban Arus.....	99
5.4	Plat.....	101
BAB VI	PERHITUNGAN STRUKTUR	105
6.1	Balok	105
6.1.1	Balok Memanjang.....	106
6.1.2	Balok Melintang.....	108

6.1.3	Perencanaan Tumpuan	110
6.2	Perencanaan Balok Fender	112
6.3	Pelat Dermaga	115
6.3.1	Perhitungan Tulangan Pelat	116
6.3.2	Perhitungan Kontrol Pelat Pracetak	117
6.3.3	Perhitungan Tulangan Angkat	125
6.3.4	Perhitungan Stud	126
6.3.5	Rekapitulasi Jenis Pelat	129
6.4	Pelat Trestle	130
6.5	PCI Girder Pratekan	133
6.5.1	Data Perencanaan	133
6.5.2	Data Bahan	134
6.5.3	Penentuan Lebar Efektif Pelat Lantai	136
6.5.4	Section Properties Balok Prategang	137
6.5.5	Section Properties Balok Komposit	138
6.5.6	Pembebanan Balok Prategang	139
6.5.7	Resume Momen dan Gaya Geser pada Balok	145
6.5.8	Gaya Prategang, Eksentrisitas Dan Jumlah Tendon	148
6.5.9	Tegangan Yang Terjadi Pada Penampang Balok	170
6.5.10	Tegangan Yang Terjadi Pada Balok Komposit	175
6.5.11	Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan	186
6.5.12	Pembesian End Block	189
6.5.13	Perhitungan penghubung geser (shear connector)	198
6.5.14	Lendutan Balok	201
6.5.15	Kontrol Lendutan Balok Terhadap Kombinasi Beban	206

6.5.16	Tinjauan Ultimit Balok Prestress	207
6.6	Perencanaan Diafragma.....	214
6.7	Perencanaan Pondasi Dermaga	217
6.7.1	Daya Dukung Aksial Pondasi Pancang.....	218
6.7.2	Daya Dukung Horizontal Pondasi Pancang ..	220
6.7.3	Kapasitas Cabut Tiang	221
6.7.4	Perhitungan Tulangan Isian Tiang Pancang..	222
6.8	Perencanaan Pile Cap	223
6.9	Perencanaan Mooring Dolphin.....	226
6.10	Perhitungan Abutment 1.....	231
6.10.1	Data Struktur Atas.....	231
6.10.2	Data Struktur Bawah (Abutment)	232
6.10.3	Analisa Beban Kerja	232
6.10.4	Perhitungan Pondasi.....	253
6.10.5	Perhitungan Tulangan Pile Cap.....	260
6.10.6	Perhitungan Tulangan Breast Wall (Dinding Abutment)	264
6.10.7	Perhitungan Tulangan Back Wall	265
6.11	Perhitungan Abutment 2.....	269
6.11.1	Data Struktur Atas.....	269
6.11.2	Data Struktur Bawah (Abutment)	270
6.11.3	Kombinasi Beban Kerja	270
6.11.4	Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap	273
6.12	Perhitungan Pilar	275
6.12.1	Data Struktur Atas.....	275
6.12.2	Data Struktur Bawah (Pilar).....	276
6.12.3	Kombinasi Beban Kerja	276
6.12.4	Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap	279
6.13	Rekapitulasi Perhitungan Pilar Dan Abutment	281
6.13.1	Perhitungan Pondasi.....	281
6.13.2	Perhitungan Penulangan.....	281

BAB VII METODE PELAKSANAAN	283
BAB VIII PENUTUP.....	289
8.1 Kesimpulan	289
8.2 Saran.....	290
DAFTAR PUSTAKA.....	291
LAMPIRAN.....	293

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Layout dermaga eksisting untuk barge 270 feet	3
Gambar 1.2	Layout dermaga rencana untuk barge 330 feet	4
Gambar 1.3	Kedalaman eksisting dermaga untuk barge 270 feet	4
Gambar 1.4	Kedalaman rencana dermaga untuk barge 330 feet	5
Gambar 1.5	Kabupaten Kotabaru, Kalimantan Selatan dan peta lokasi PLTU (Konsultan perencanaan proyek).....	6
Gambar 1.6	Lokasi Proyek Pembangunan Dermaga PLTU (<i>Google maps</i>).....	7
Gambar 1.7	Layout dermaga PLTU Kotabaru Kalimantan Selatan (konsultan Perencana)	7
Gambar 2.1	Keterangan dimensi kapal (Bridgestone Marine Fender Design Manual)	9
Gambar 2.2	Tampang Dermaga.....	11
Gambar 2.3	<i>Wharf</i> pelabuhan Tokyo (PCI, 1980).....	12
Gambar 2.4	Struktur dermaga <i>Jetty</i>	14
Gambar 2.5	Perencanaan panjang dermaga (Triatmodjo : 2009)	15
Gambar 2.6	Perencanaan kedalaman dermaga (Soedjono : 2002)	17
Gambar 2.7	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833 2013)	26
Gambar 2.8	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833 2013)	26
Gambar 2.9	Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833 2013)	27

Gambar 2.10	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833 2013)	27
Gambar 2.11	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833 2013)	28
Gambar 2.12	Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833 2013)	28
Gambar 2. 13	Distribusi geser pons.....	31
Gambar 2.14	Gambar sengkang terbuka (ACI 11.5.1)	38
Gambar 2.15	Tulangan sengkang terbuka (ACI 11.5.1)	39
Gambar 2.16	Tipe-tipe Fender (Marine Fender Design Manual, Bridgestone).....	46
Gambar 2.17	Posisi fender secara horizontal.....	47
Gambar 2. 18	Momen akibat posisi titik angkat balok (PCI Design Handbook 7 th Edition).....	54
Gambar 3.1	Permodelan SAP struktur dermaga PLTU Kotabaru	68
Gambar 4.1	Diagram Mawar Angin Pelabuhan Kotabaru dari tahun 2011 – 2015.....	80
Gambar 4.2	Peta Bathymetri Pelabuhan Kotabaru Kalimantan Selatan.....	83
Gambar 4.3.	HMC LHM 150	85
Gambar 4.4	Data tanah dermaga dan trestle.....	86
Gambar 4.5	Data tanah dermaga dan trestle.....	87
Gambar 4.6	Data tanah dermaga dan trestle.....	88
Gambar 4.7	Data tanah dermaga dan trestle.....	89
Gambar 5.1	Arah gaya bollard.....	101
Gambar 5.2	Perhitungan momen pada crane kondisi 1	102
Gambar 5.3	Perhitungan momen pada crane kondisi 2	103

Gambar 6.1	Distribusi penyebaran beban pada balok	106
Gambar 6. 2	Balok sebagai tumpuan	110
Gambar 6. 3	Tegangan geser pada tumpuan.....	111
Gambar 6.4	Dimensi pelat	115
Gambar 6.5	Titik angkat pelat pracetak.....	119
Gambar 6.6	Pengangkatan pelat pracetak dengan 4 titik angkat	120
Gambar 6.7	Penumpukan pelat pada dua tumpuan.....	121
Gambar 6. 8	Pemasangan pelat pada dua tumpuan	122
Gambar 6.9	Pengecoran pelat dengan dua tumpuan.....	123
Gambar 6.10	Dimensi pelat	131
Gambar 6.11	Dimensi balok prategang	134
Gambar 6.12	Pembebanan pada balok prategang akibat berat sendiri	140
Gambar 6.13	Beban lajur “D” pada balok prategang	141
Gambar 6. 14	Gaya rem pada balok prategang.....	142
Gambar 6.15	Beban angin pada balok prategang	143
Gambar 6.16	Beban gempa pada balok prategang	144
Gambar 6.17	Diagram momen balok prategang.....	147
Gambar 6. 18	Diagram gaya geser pada balok pategang.....	148
Gambar 6.19	Diagram tegangan balok prategang	149
Gambar 6.20	pembesian balok prategang.....	151
Gambar 6. 21	Posisi tendon pada balok prategang	153
Gambar 6. 22	Lintasan inti tendon	155
Gambar 6.23	Posisi tendon 5 m dari tumpuan.....	158
Gambar 6.24	Posisi tendon pada tumpuan	158
Gambar 6.25	Posisi tendon.....	159
Gambar 6.26	Grafik trace masing-masing cable	159
Gambar 6.27	Trace masing-masing cable	160
Gambar 6.28	Angkur hidup	160
Gambar 6. 29	Angkur mati	160

Gambar 6.30	Gaya prategang	170
Gambar 6.31	Diagram tegangan pada balok prategang.....	170
Gambar 6.32	Diagram tegangan balok prategang	172
Gambar 6. 33	Diagram tegangan pada balok prategang.....	175
Gambar 6.34	Diagram tegangan pada balok prategang.....	177
Gambar 6.35	Diagram tegangan pada balok prategang.....	178
Gambar 6. 36	Diagram tegangan pada balok prategang.....	181
Gambar 6.37	Diagram tegangan pada balok prategang	182
Gambar 6.38	Diagram tegangan pada balok prategang.....	183
Gambar 6. 39	Diagram tegangan pada balok prategang.....	183
Gambar 6.40	Diagram tegangan pada balok prategang.....	184
Gambar 6. 41	Diagram tegangan pada balok prategang.....	185
Gambar 6. 42	Sambungan tekan pada segmental	189
Gambar 6. 43	Plat angkur dan sengkang untuk <i>bursting force</i> ...	190
Gambar 6.44	Gaya geser pada balok prategang	192
Gambar 6. 45	Tulangan geser pada balok prategang.....	198
Gambar 6. 46	Shear connector pada balok prategang	198
Gambar 6. 47	Diagram tegangan balok prategang	208
Gambar 6. 48	Perencanaan strand dan tulangan pada balok prategang.....	213
Gambar 6.49	Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.....	219
Gambar 6.50	Kemiringan tiang pancang	227
Gambar 6.51	Denah pondasi.....	228
Gambar 6. 52	Denah tiang pancang pada abutment	259

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Dimensi kapal tongkang (<i>PACC Offshore Services Holdings Limited (POSH)</i>).....	10
Tabel 2.2	Hubungan berat kapal dan berat tonassnya (Marine Fender Design Manual,Bridgestone).....	20
Tabel 2.3	Kecepatan tambat rencana (Marine Fender Design Manual,Bridgestone)	21
Tabel 2.4	Kapasitas Bollard (Standart Design Criteria for Port in Indonesia : 1984).....	49
Tabel 2.5	Penentuan posisi bollard (Standart Design Criteria for Port in Indonesia : 1984)	49
Tabel 2.6	koefisien-koefisien gesekan untuk tendon pasca-tarik	58
Tabel 2.7	Nilai Ksh untuk komponen struktur pasca-tarik.....	61
Tabel 2.8	Nilai C	62
Tabel 2.9	Nilai-nilai Kre dan J	63
Tabel 3.1	Hubungan berat kapal dan berat tonassnya (Marine Fender Design Manual,Bridgestone).....	69
Tabel 4.1.	Tabel Dimensi Kapal.....	82
Tabel 4.2.	Marine Loading Arm Emco Wheaton	84
Tabel 6.1	Resume kontrol pengangkatan pelat pracetak	129
Tabel 6. 2	Resume kontrol penumpukan pelat pracetak.....	129
Tabel 6. 3	Resume kontrol pemasangan pelat pracetak.....	129
Tabel 6. 4	Resume kontrol pemasangan pelat pracetak.....	130
Tabel 6. 5	Resume kontrol tulangan angkat pelat pracetak ...	130
Tabel 6.6	Dimensi balok prategang	134
Tabel 6.7	Spesifikasi baja prategang	136
Tabel 6. 8	Section properties balok prategang	137
Tabel 6. 9	Section Properties Balok Komposit.....	138

Tabel 6.10	Resume perhitungan gaya geser dan momen akibat berat sendiri	140
Tabel 6.11	Resume perhitungan gaya geser dan momen akibat beban mati tambahan.....	141
Tabel 6.12	Resume pembebanan pada balok prategang.....	145
Tabel 6.13	Perhitungan momen dan gaya geser	146
Tabel 6.14	Resume momen pada balok prategang	146
Tabel 6.15	Gaya geser pada balok prategang	147
Tabel 6.16	posisi tendon.....	150
Tabel 6.17	Posisi tendon di tengah bentang	153
Tabel 6.18	Posisi tendon di tumpuan.....	154
Tabel 6.19	Momen statis terhadap pusat tendon terbawah.....	154
Tabel 6.20	eksentrisitas tendon	155
Tabel 6.21	Lintasan inti tendon	156
Tabel 6.22	Perhitungan sudut angkur	157
Tabel 6.23	Posisi kabel.....	158
Tabel 6.24	Posisi tendon.....	159
Tabel 6.25	Angkur hidup.....	160
Tabel 6.26	Angkur mati.....	160
Tabel 6.27	Resume gaya prategang	170
Tabel 6.28	Tegangan pada balok prategang	181
Tabel 6.29	Tegangan akibat susut dan rangkai.....	181
Tabel 6.30	Tegangan pada balok prategang	182
Tabel 6.31	Tegangan pada balok prategang akibat beban lajur “D”	182
Tabel 6.32	Tegangan pada balok prategang akibat gaya rem.....	183
Tabel 6.33	Tegangan pada balok prategang akibat gaya angin.....	184
Tabel 6.34	Tegangan pada balok prategang akibat beban angin	184
Tabel 6.35	Perhitungan momen akibat pengaruh temperatur	186
Tabel 6.36	Tegangan yang terjadi akibat pengaruh temperatur.....	186

Tabel 6.37	Kombinasi pembebanan untuk tegangan ijin.....	187
Tabel 6.38	Kontrol tegangan kombinasi 1.....	187
Tabel 6.39	Kontrol tegangan kombinasi 2.....	187
Tabel 6.40	Kontrol tegangan kombinasi 3.....	188
Tabel 6.41	Kontrol tegangan kombinasi 4.....	188
Tabel 6.42	Kontrol tegangan kombinasi 5.....	188
Tabel 6. 43	Gaya prategang akibat <i>jacking</i>	189
Tabel 6.44	Momen statis luasan bagian atas	189
Tabel 6. 45	Momen statis luasan bagian bawah	190
Tabel 6.46	Perhitungan sengkang arah vertikal.....	191
Tabel 6.47	Perhitungan sengkang arah vertikal.....	192
Tabel 6.48	Jumlah sengkang untuk <i>bursting force</i>	192
Tabel 6.49	Tinjauan geser di atas garis netral	196
Tabel 6. 50	Tinjauan geser di atas garis netral	196
Tabel 6. 51	Resume perhitungan tulangan geser	197
Tabel 6.52	Resume perhitungan jarak shear connector	200
Tabel 6.53	Kontrol lendutan kombinasi 1	206
Tabel 6.54	Kontrol lendutan kombinasi 2	206
Tabel 6.55	Kontrol lendutan kombinasi 3	206
Tabel 6.56	Kontrol lendutan kombinasi 4	207
Tabel 6. 57	Kontrol lendutan kombinasi 5	207
Tabel 6. 58	Resume perhitungan momen nominal	210
Tabel 6. 59	Resume perhitungan momen	212
Tabel 6. 60	Kontrol momen ultimate kombinasi 1	212
Tabel 6. 61	Kontrol momen ultimate kombinasi 2	212
Tabel 6. 62	Kontrol momen ultimate kombinasi 3	213
Tabel 6. 63	Kontrol momen ultimate kombinasi 4.....	213
Tabel 6. 64	Kontrol momen ultimate kombinasi 5	213
Tabel 6. 65	Data tanah untuk perencanaan pondasi dermaga..	218
Tabel 6. 66	Data perencanaan jembatan	232
Tabel 6. 67	Data perencanaan abutment.....	232

Tabel 6. 68	Data berat struktur atas jembatan	233
Tabel 6. 69	Data berat struktur bawah.....	234
Tabel 6. 70	Beban total akibat berat sendiri	234
Tabel 6. 71	Perhitungan beban mati tambahan.....	235
Tabel 6. 72	Perhitungan beban akibat tekanan tanah lateral ...	237
Tabel 6.73	Perhitungan beban gempa.....	245
Tabel 6. 74	Rekapitulasi beban kerja.....	249
Tabel 6. 75	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 1	249
Tabel 6. 76	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 2	249
Tabel 6. 77	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 3	250
Tabel 6. 78	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 4	250
Tabel 6. 79	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 5	250
Tabel 6. 80	Rekapitulasi kombinasi beban.....	251
Tabel 6. 81	Rekapitulasi beban kerja pile cap	251
Tabel 6. 82	Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 1	251
Tabel 6. 83	Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 2	252
Tabel 6. 84	Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 3	252
Tabel 6. 85	Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 4	252
Tabel 6. 86	Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 5	253
Tabel 6. 87	Rekapitulasi kombinasi beban kerja pile cap	253
Tabel 6. 88	Data tanah perencanaan pondasi abutment.....	255
Tabel 6. 89	Data perencanaan jembatan	269
Tabel 6. 90	Data perencanaan abutment.....	270
Tabel 6. 91	Rekapitulasi beban kerja.....	270
Tabel 6. 92	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 1	271
Tabel 6. 93	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 2	271
Tabel 6. 94	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 3	271
Tabel 6. 95	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 4	272
Tabel 6. 96	Rekapitulasi beban kerja kombinasi 5	272
Tabel 6. 97	Rekapitulasi kombinasi beban kerja	272
Tabel 6. 98	Rekapitulasi beban kerja pile cap	273

Tabel 6. 99 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 1	273
Tabel 6. 100 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 2	273
Tabel 6. 101 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 3	274
Tabel 6. 102 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 4	274
Tabel 6. 103 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 5	274
Tabel 6. 104 Rekapitulasi kombinasi beban kerja pile cap	275
Tabel 6. 105 Data perencanaan jembatan	275
Tabel 6. 106 Data perencanaan pilar	276
Tabel 6. 107 Rekapitulasi beban kerja.....	276
Tabel 6. 108 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 1	277
Tabel 6. 109 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 2	277
Tabel 6. 110 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 3	277
Tabel 6. 111 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 4	278
Tabel 6. 112 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 5	278
Tabel 6. 113 Rekapitulasi kombinasi beban kerja	278
Tabel 6. 114 Rekapitulasi beban kerja pile cap	279
Tabel 6. 115 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 1	279
Tabel 6. 116 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 2	279
Tabel 6. 117 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 3	280
Tabel 6. 118 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 4	280
Tabel 6. 119 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 5	280
Tabel 6. 120 Rekapitulasi kombinasi beban kerja pile cap	281
Tabel 6. 121 Rekapitulasi perhitungan perencanaan pondasi pada pilar dan abutment	281
Tabel 6. 122 Rekapitulasi perhitungan perencanaan tulangan pada pilar dan abutment	281

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Persediaan listrik negara saat ini sudah tidak mencukupi untuk memenuhi kebutuhan masyarakat sehari – hari terutama di luar Jawa yang sulit di jangkau, hal itu dapat dibuktikan dengan adanya kebijakan pemerintah tentang pemadaman listrik bergilir. Oleh karena itu, PT. PLN (Persero, Tbk) membangun PLTU di Kotabaru, Kalimantan Selatan.

Pada pembangunan PLTU ini akan di lengkapi dermaga yang mampu menahan kapasitas barge 270 feet dan dilengkapi dengan rute pengangkutan batu bara ke lapangan penumpukan.

Dermaga adalah suatu bangunan pelabuhan yang digunakan untuk merapat dan menambatkan kapal dan melakukan bongkar muat barang dan menaik-turunkan penumpang. Bentuk dan dimensi dermaga tergantung pada jenis dan ukuran kapal yang bertambat pada dermaga tersebut. Dermaga harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kapal dapat merapat dan bertambat serta melakukan kegiatan pelabuhan dengan aman, cepat dan lancar. Di belakang dermaga terdapat apron dan fasilitas jalan. (Triatmojo, 2009).

PLTU (Pembangkit Listrik Tenaga Uap) sebagai pembangkit listrik menggunakan tenaga uap untuk memutar turbin yang selanjutnya menghasilkan listrik, sedangkan untuk menghasilkan uap adalah dari proses pembakaran air murni menggunakan bahan bakar batu bara karena merupakan bahan bakar yang murah.

Di tugas akhir yang akan penulis kerjakan adalah menambah kapasitas sandar barge 270 feet menjadi 330 feet, guna memperbesar kapasitas pengiriman batu bara di PLTU Kabupaten Kotabaru Kalimantan Selatan. Karena semakin besar jumlah bahan bakar yang bisa disuplay, maka akan mempercepat kinerja produksi supaya diharapkan dapat memperbesar kapasitas listrik yang dihasilkan pula.

1.2 Rumusan Masalah

Desain peningkatan kapasitas kapal ini tidak hanya sekedar memperbesar kapasitas saja, namun harus memperhatikan struktur yang diperlukan guna mendukung pembangunan. Dari latar belakang dan penyebab dibuatnya Tugas Akhir ini, dapat diambil perumusan masalah proyek akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Dengan memperhatikan bertambahnya kapasitas kapal yang bersandar pada dermaga PLTU Kotabaru Kalimantan Selatan, maka harus menghitung dimensi dan perencanaan struktur utama dermaga.
2. Merencanakan komponen pendukung (*fender*, *bollard*, dll) pada dermaga.

1.3 Tujuan

Seperti apa yang dapat dilihat dari rumusan masalah, tujuan disusunnya tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

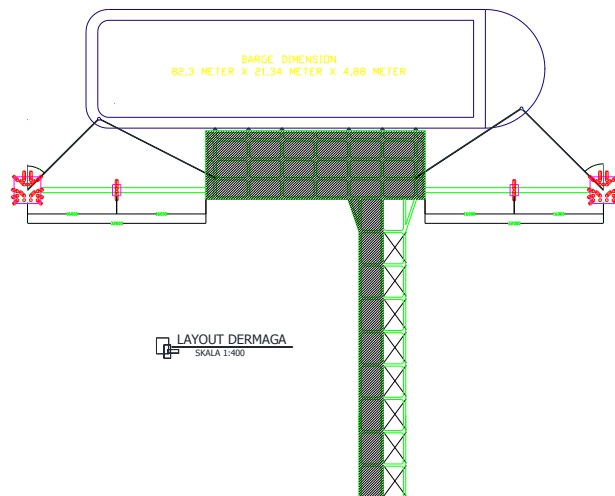
1. Mengetahui beban – beban yang bekerja pada struktur dermaga tersebut.

2. Menganalisa gaya – gaya dalam struktur dermaga tersebut.
3. Menentukan dimensi dermaga dan dimensi elemen struktur dermaga.
4. Mendesain struktur dermaga sehingga layak untuk dilaksanakan pembangunan.

1.4 Manfaat

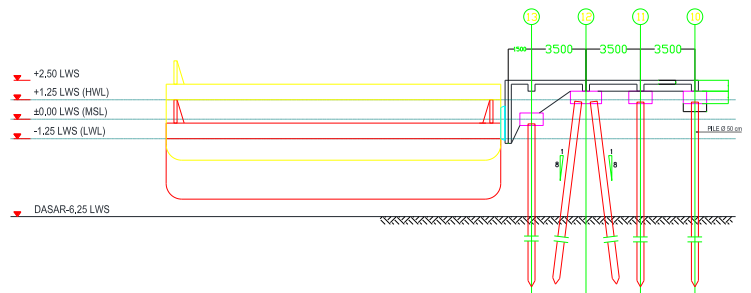
Manfaat dari penulisan laporan tugas akhir ini adalah untuk membuat desain dermaga PLTU di Kotabaru Kalimantan Selatan untuk tempat melabuhnya barge 330 feet.

Di bawah ini adalah gambar layout dermaga rencana guna meningkatkan kapasitas sandar kapal:

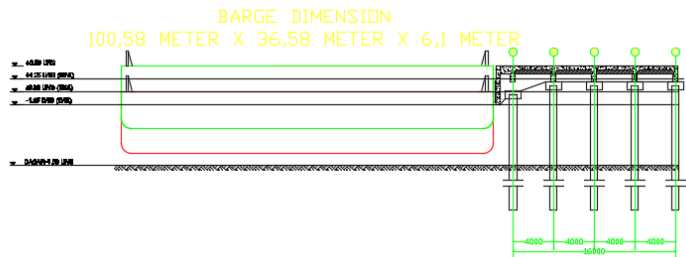


Gambar 1.1 Layout dermaga eksisting untuk barge 270 feet

Kedalaman dermaga yang direncanakan untuk bertambatnya barge 330 feet adalah sebagai berikut:



Gambar 1.3 Kedalaman eksisting dermaga untuk barge 270 feet



Gambar 1.4 Kedalaman rencana dermaga untuk barge 330 feet

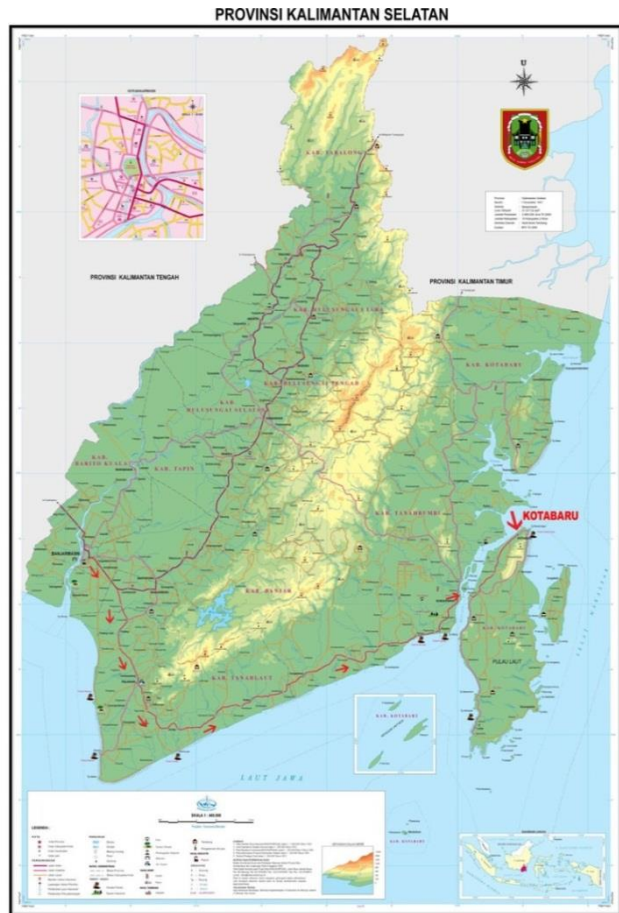
1.5 Batasan Masalah

Mengingat luasnya bidang perencanaan yang akan timbul dalam penyusunan tugas akhir dan keterbatasan waktu pengerjaan maupun disiplin ilmu yang dikuasai, pembuatan tugas akhir ini dibatasi pada:

1. Desain berdasarkan data sekunder.
2. Pembuatan metode pelaksanaan hanya satu item pekerjaan pembangunan dermaga.
3. Tidak menghitung rencana anggaran biaya.

1.6 Peta Lokasi

Dermaga PLTU di Kotabaru, Kalimantan Selatan merupakan tempat yang paling strategis untuk membangun sebuah dermaga karena selain merupakan tempat yang bisa terjangkau dari daerah mana saja, tempat ini juga terlindungi oleh pulau kalimantan itu sendiri sehingga tidak memerlukan bangunan pemecah gelombang untuk melindunginya. Berikut adalah peta lokasi dari dermaga PLTU:



Gambar 1.5 Kabupaten Kotabaru, Kalimantan Selatan dan peta lokasi PLTU (Konsultan perencanaan proyek)

Gambar 1.7 Layout dermaga PLTU Kotabaru Kalimantan Selatan (konsultan Perencana)

Halaman ini sengaja dikosongkan.

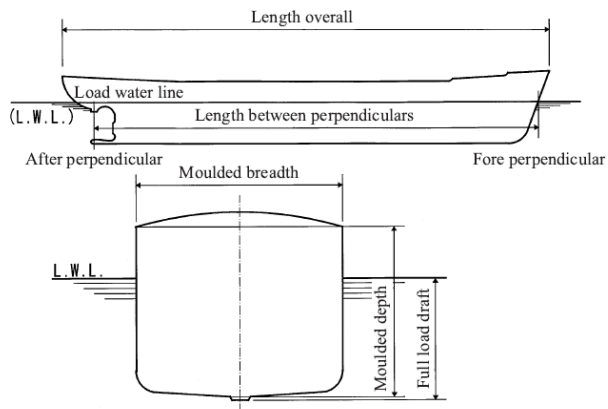
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dalam bab ini akan dijelaskan mengenai data elevasi dan data-data lainnya yang diperlukan dalam pengerjaan proyek akhir tempat permasalahan diambil serta landasan teori teknis yang dipakai untuk menyelesaikan permasalahan tersebut. Untuk mengetahui kendala dalam proyek ini, akan dijabarkan semua kondisi eksisting yang ada di lapangan.

Kapal yang digunakan dalam perencanaan ini adalah barge 330 feet. Karakteristik kapal digunakan untuk mengetahui dimensi-dimensi kapal meliputi panjang kapal, tinggi kapal, kedalaman draft dan lain-lain. Berikut adalah gambar kapal dan keterangan mengenai pengukuran dimensi kapal.



Gambar 2.1 Keterangan dimensi kapal (Bridgestone Marine
Fender Design Manual)

Tabel 2.1 Dimensi kapal tongkang (*PACC Offshore Services Holdings Limited (POSH)*)

DECK/TANK BARGES	DWT (TONS)	DECK STRENGTH	DIMENSIONS (FT)	CLASS	BUILT
Maritime Honour	13,000	20 t/m ²	330 X 120 X 20	ABS	2012
WINPOSH 3301*	12,200	20 t/m ²	330 X 110 X 20	ABS	2007
Maritime Courage	11,000	20 t/m ²	330 X 100 X 20	ABS	2011
Maritime Glory	11,500	15 t/m ²	330 X 100 X 20	ABS	2007
Maritime Pride	11,500	15 t/m ²	330 X 100 X 20	ABS	2007
Maritime Amber	7,500	25 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2015
Maritime Diamond	7,500	25 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2015
Maritime Icon	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2008
Maritime Topaz	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2008
Maritime Faith	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2007
Maritime West	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2007
Maritime East	8,000	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2004
Maritime Hope*	8,000	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2004
Maritime Falcon	5,400	15 t/m ²	250 X 80 X 16	ABS	2008
Maritime Hawk	5,400	15 t/m ²	250 X 80 X 16	ABS	2008

2.2 Dasar – dasar Perencanaan

Pedoman atau dasar yang lazim digunakan dalam perencanaan dermaga PLTU Kabupaten Kotabaru Kalimantan Selatan ini secara umum dari acuan - acuan dibawah ini:

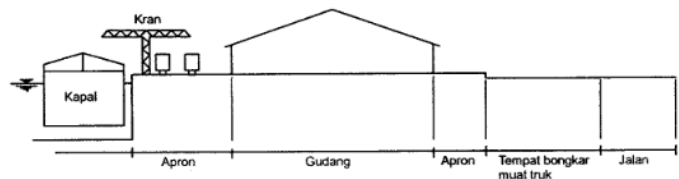
- Marine Fender Design Manual*, Bridgestone.
- Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Kazuto Nakazawa, 2000.
- Perencanaan Pelabuhan, Bambang Triatmodjo, 2009.
- Perencanaan Pelabuhan, Suedjono Kramadibrata, 2002.
- RSNI-T-02-2005, Standart Pembebanan Jembatan.
- Rubber Fender*, Kossan Rubber Industries Berhad, 2007.
- SNI T-12-2004, Struktur Beton Jembatan.

- h. SNI 2833-2008, Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan.
- i. SNI 03 – 2847 – 2002, Tata Cara Pelindungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, 2002.
- j. *Standart Design and Criteria For Port in Indonesia*, (Communications, 1984), 1984.

2.3 Dermaga

2.3.1 Pengertian Dermaga

Dermaga adalah suatu bangunan pelabuhan yang digunakan untuk merapat dan menambatkan kapal yang melakukan bongkar muat barang dan menari-turunkan penumpang. (Triatmojo, Bambang : 2009). Dermaga memiliki dimensi dan bentuk rencana yang disesuaikan pada jenis kapal yang berlabuh, peruntukan dermaga atau fasilitas yang akan digunakan pada dermaga tersebut.



Gambar 2.2 Tampang Dermaga

Dermaga juga dilengkapi dengan bangunan pelengkap seperti halnya pada gambar di atas yaitu terdiri dari apron, gudang penyimpanan, lapangan penimbunan, akses jalan bahkan terkadang dilengkapi oleh jalur rel kereta api. Apron sendiri adalah daerah di belakang muka dermaga atau daerah diantara sisi

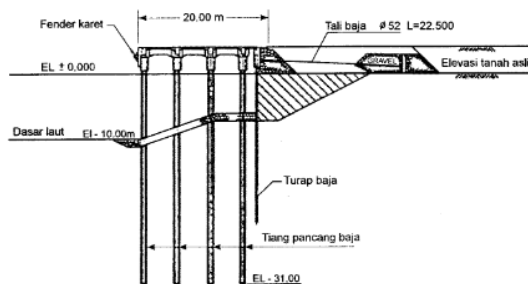
dermaga dan gudang (pada terminal barang umum atau *countainer yard* (pada terminal peti kemas) dan pada daerah ini lah terjadi proses bongkar muat dan alur perjalanan tuk pegngkut.

2.3.2 Bentuk/Tipe Dermaga

Dilihat dari penampilan pada layout pelabuhan, betuk dermaga dapat dibagi menjadi :

a. *Wharf*

Dermaga yang paralel dengan garis pantai dan biasanya berhimpit dengan garis pantai. *Wharf* biasanya digunakan untuk pelabuhan barang potongan atau peti kemas dimana dibutuhkan suatu alaman terbuka yang cukup luas untuk menjamin kelancaran angkutan barang. Seperti yang dapat dilihat pada diagram tipe dermaga, *Wharf* dapat berupa dermaga kontruksi/struktur terbuka maupun struktur tertutup. Gambar 2.2 adalah *Wharf* kontruksi terbuka pada pelabuhan Tokyo yang digunakan untuk melayani kapal barang umum dan peti kemas dengan bobot 30.000 DWT (PCI, 1990).



Gambar 2. 3 *Wharf* pelabuhan Tokyo (PCI, 1980)

b. *Jetty/Pier*

Pier adalah dermaga serupa *wharf* (berda di garis pantai) yang berbentuk seperti jari dan dapat untuk merapat kapal pada kedua sisinya, sehingga bisa digunakan bersandar kapal dalam jumlah lebih banyak untuk satu satuan pajang pantai. Perairan diantara dua *pier* yang berdampingan disebut *slip*.

c. *Dolphin*

Struktur yang digunakan untuk bersandar di laut lepas. *Dolphin* ada dua jenis yaitu untuk menahan benturan (*breasting dolphin*) di depan *jetty* dan untuk mengikat kapal di gunakan dolphi penambat (*mooring dolphin*). Contoh dermaga tipe ini adalah Pelabuhan Niigata- Jepang, yang digunakan untuk merapat kapal pada kedua sisinya. Kapal merapat pada *breasting dolphin* dan pengikat dilakukakn dengan *mooring dolphin* (dolphin penambat)

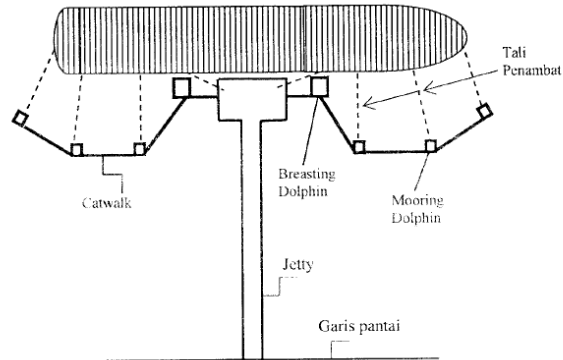
d. *Bentuk Gabungan*

Apabila garis kedalaman laut yang hampir merata dan sejajar dengan garis pantai terletak agak menjorok ke earah laut, maka bentuk dermga sebaiknya *wharf* yang dikombinasikan dengan jembatan penghubung (*approach trestle*). Pemilihan ini akan sangat mengurangi biaya pengerukan untuk menyediakan kolam pelabuhan.

2.3.3 Dermaga *Jetty*

Jetty adalah dermaga yang dibangun menjorok cukup jauh ke arah laut, dengan maksud agar ujung dermaga berada pada kedalaman yang cukup untuk

merapat kapal. Pada umumnya *jetty* digunakan untuk merapat kapal tanker, kapal LNG, tongkang pengangkut batu bara. Seperti pada gambar 2.3 merupakan struktur dermaga *jetty* yang sering dipakai karena sangat efisien dalam biayanya.



Gambar 2.4 Struktur dermaga *Jetty*

2.4 Perencanaan Dimensi Dermaga

2.4.1 Panjang Dermaga

Ukuran dermaga dan perairan untuk tertambat tergantung pada dimensi kapal terbesar dan jumlah kapal yang menggunakan dermaga. Tata letak dermaga dipengaruhi oleh banyak faktor seperti ukuran perairan pelabuhan, kemudahan kapal yang merapat dan meninggalkan dermaga, ketersediaan/ penggunaan kapal tunda untuk membantu kapal bertambat, arah dan besarnya angin, gelombang, dan arus.

Biasanya kapal yang masuk ke pelabuhan terdiri dari banyak ukuran. Untuk itu dihitung panjang kapal

rerata yang berlabuh di pelabuhan. Panjang dermaga yang digunakan untuk merapat beberapa kapal didasarkan pada panjang kapal rerata

Perhitungan panjang dermaga adalah sebagai berikut:

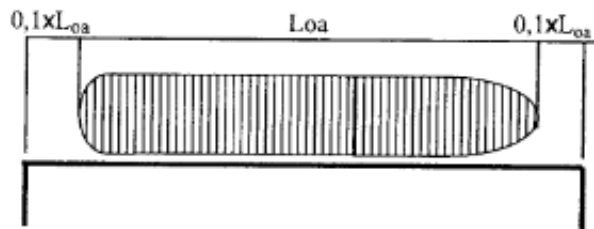
$$L_p = nL_{oa} + (n + 1) \times 10\% \times L_{oa} \quad (2.1)$$

dengan:

L_p : panjang dermaga

L_{oa} : panjang kapal yang ditambat

n : jumlah kapal yang ditambat



Gambar 2.5 Perencanaan panjang dermaga
(Triatmodjo : 2009)

2.4.2 Lebar Dermaga

Lebar dermaga banyak ditentukan oleh kegunaan dari dermaga yang ditinjau dari jenis dan volume barang yang mungkin ditangani dermaga tersebut. Pertimbangan penting dalam menentukan lebar dermaga (apron dermaga) adalah adanya ruang gerak yang cukup agar peralatan bongkar muat dapat melakukan manuver dengan leluasa. Lebar dermaga

(apron) biasanya berukuran antara 15 m – 25 m (Triatmodjo, Pelabuhan : 2009). Pada bagian apron tersebut ditempatkan peralatan bongkar muat serta pengoperasian peralatan lainnya.

2.4.3 Tinggi Dek/Lantai Dermaga

Tinggi deck/lantai dermaga disesuaikan dengan kondisi muka air rencana dan pasang surut daerah setempat ditambah dengan angka kebebasan agar tidak terjadi limpasan (*overtopping*) pada saat terjadi gelombang

Rumus untuk menentukan tinggi deck/lantai dermaga menurut Perencanaan Pelabuhan, Triatmodjo :1996 adalah sebagai berikut:

$$H = HHWS + H_d + \text{freeboard} \quad (2. 2)$$

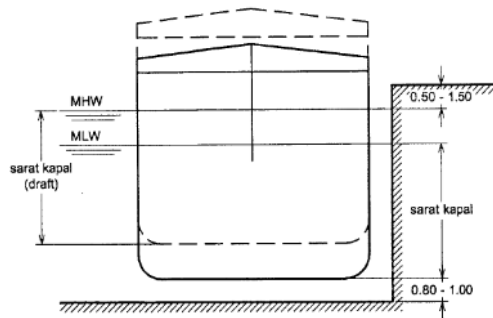
dimana:

- H : ketinggian deck / lantai dermaga dari LLWS (m)
- HHWS : ketinggian muka air pada keadaan pasang tertinggi dari LLWS (m)
- Hd : ketinggian gelombang rencana di kolam pelabuhan (m)
- Freeboard : tinggi jagaan (m)

2.4.4 Kedalaman Dermaga

Dalam perencanaan kedalaman dermaga hal yang harus diperhatikan adalah ketinggian draf kapal maksimum serta kondisi pasang surut yang di aplikasikan pada data bathymetry yang ada ditambah dengan jarak aman. Jarak aman dalam perencanaan

dermaga (*clearance*) sebesar 0,8 – 1 m dibawah lunas kapal. Jarak ini ditentukan berdasarkan ketentuan operasional pelabuhan (panambatan kapal dengan/tanpa kapal tunda) dan kontruksi dermaga. Sedangkan untuk taraf dermaga ditentukan antara 0,5 – 1,5 m di atas MHWS sesuai dengan besar ukuran kapal.



Gambar 2.6 Perencanaan kedalaman dermaga
(Soedjono : 2002)

2.5 Perencanaan Pembebanan Dermaga

Beban beban yang bekerja pada dermaga dibagi menjadi dua jenis yaitu beban horizontal dan beban vertikal. Beban arah vertikal terdiri dari:

- a. Berat mati
- b. Beban hidup

Sedangkan beban arah horizontal terdiri dari:

- a. *Berthing energy* atau gaya sandar
- b. Gaya akibat angin
- c. Gaya akibat arus
- d. Gaya akibat gelombang
- e. Beban gempa

2.5.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat sendiri struktur dan/atau pondasi serta semua material yang melekat secara permanen pada struktur dermaga. Berikut adalah berat jenis material konstruksi pada struktur dermaga:

- Beton bertulang : 2.400 kg/m^3
- Beton basah : 2.500 kg/m^3
- Baja : 7.850 kg/m^3
- Aspal beton : 2.300 kg/m^3
- Beban lantai : 2.000 kg/m^3

2.5.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah muatan yang bersifat merata maupun terpusat yang berasal dari roda-roda truk, crane, tambat, forklift, crane mobile dan sebagainya yang sedang melakukan operasi. Beban hidup harus didisbusikan merata pada area-area tertentu yang dapat dilakukan dengan cara uji coba dengan kombinasi tertentu.

Adapaun beban hidup pada perencanaan ini diklasifikasikan berdasarkan dua lokasi yaitu pada struktur dermaga dan pada stuktur trestle, berikut adalah beben hidup rencana:

- a. Pada struktur dermaga
 - Beban UDL 35 Kpa
 - Mobile Harbour Crane
 - Truck
- b. Pada struktur trestle
 - Beban UDL 25 Kpa

- Mobile Harbour Crane
- Truck

2.5.3 Berthing Energy

Berthing energi atau dikenal dengan gaya sandar adalah gaya benturan yang terjadi pada waktu kapal merapat ke dermaga dengan kecepatan tertentu (rata-rata 0,1 – 0,2 m/s). Benturan maksimal biasanya terjadi dengan adanya sudut tambat, meskipun ketika dilapangan sudut tambat kapal diusahakan mendekati 0 (nol) dengan bantuan kapal tunda.

Berdasarkan *Marine Fender Design Manual* oleh *Bridgestone*, terdapat 3 (tiga) formula yang dignakan dalam perencanaan energi tambat, yaitu:

FORMULA-I

$$E = \frac{(W_1 + W_2) \times V^2}{2g} \times K$$

(2. 3)

FORMULA-II

$$E = \frac{1}{2g} \times W \times V_n^2 \times C_E \times C_H \times C_S \times C_C$$

(2. 4)

FORMULA-III

$$E = \frac{W_1 \times V^2}{2g} \times C_M \times C_E \times C_S$$

(2. 5)

dimana :

- E = energi tambat efektif (ton-m)
 W_1 = berat yang dipindahkan (ton)
 W_2 = beban tambahan (ton)
 V = kecepatan tambat (m/s)

- g = percepatan gravitasi ($9,8\text{m/s}^2$)
 K = faktor eksentrisitas
 W = perpindahan (long ton)
 V_n = kecepatan transisi normal ke dermaga (m/s)
 C_U = koefisien hidrodinamik
 C_S = koefisien kelunakan ($0,9$)
 C_C = koefisien konfigurasi ($\pm 0,8 - 1,0$)
 C_E = faktor eksentrisitas ($\pm 0,5$)
 C_M = faktor massa ($\pm 1,3$)

a. Berat kapal (W_1)

Untuk menentukan berat kapal, digunakan berat tonase (W_1) dimana hubungan antara berat kapal dan berat tonase ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.2 Hubungan berat kapal dan berat tonasenya
(Marine Fender Design Manual, Bridgestone)

Jenis Kapal	Gross tonnage (GT)	Dead Weight tonnage (DW)	Berat tonase (W_1)
Kapal barang dan tangki	1	1,5	2
Kapal penumpang	1	0,85	1
Kapal container	1	1,33	2

b. Berat kapal akibat pengaruh air disekelilingnya (W_2)

Berat air yang dibawa oleh kapal harus ditambahkan dalam berat kapal untuk menghitung

energi kinetik kapal. Berat W_2 dihitung dengan menggunakan rumus berikut:

$$W_2 = \rho L H^2 \frac{\pi}{4} = 0,805 L H^2 \text{ (ton)} \quad (2.6)$$

dimana:

L = panjang kapal

H = full draft (m)

c. Kecepatan tambat kapal (V)

Berdasarkan hasil survey dilapangan, kecepatan tambat kapal pada dermaga dipertimbangkan sebagai berikut:

Tabel 2.3 Kecepatan tambat rencana (Marine Fender Design Manual, Bridgestone)

Ukuran kapal (DWT)	Kecepatan actual (m/s)	Kecepatan rencana (m/s)
Kurang dari 10.000 ton	0,1 – 0,30	0,20
10.000 – 50.000 ton	0,1 – 0,20	0,15
Lebih dari 50.000 ton	0,1 – 0,15	0,15

d. Faktor eksentrisitas (K)

Nilai K dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$K = \frac{1}{1 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad (2.7)$$

dimana l adalah panjang kapal dan r biasanya $\frac{1}{4}$ panjang kapal.

2.5.4 Beban Akibat Angin (R_w)

Angin yang berhembus dan menabrak badan kapal akan menyebabkan beban berupa gaya tarikan atau benturan pada dermaga yang disalurkan melalui fasilitas tambat (*bolard/mooring*). Gaya tarikan pada dermaga disebabkan jika angin berhembus dari daratan ke arah laut. Sedangkan gaya benturan terjadi jika angin berhembus dari arah laut ke daratan. Besarnya gaya akibat angin ditentukan berdasarkan arah angin, kecepatan angin dan luas badan kapal yang ditabrak oleh angin. Berikut adalah persamaan yang dipakai untuk menghitung beban akibat angin:

1. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 0^\circ$)
 $R_w = 0,42 \text{ Pa} \cdot A_w$
2. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 180^\circ$)
 $R_w = 0,5 \text{ Pa} \cdot A_w$
3. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 90^\circ$)
 $R_w = 1,1 \text{ Pa} \cdot A_w$

dimana:

$$Pa = 0,063 V^2 \quad (2.8)$$

dengan:

R_w = gaya akibat angin (kg)

Pa = tekanan angin (kg/m^2)

V = kecepatan angin (m/s)

A_w = proyeksi bidang yang tertiuap angin (m^2)

2.5.5 Beban Akibat Arus

Sama halnya angin, arus yang bekerja pada bagian draft kapal yang berada dalam perairan juga memberikan beban berupa gaya tarikan atau dorongan ke kapal. Gaya tersebut dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$Ra = C_c \cdot \gamma_w \cdot A_c \left(\frac{V_c^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2.9)$$

dimana :

- R = gaya akibat arus (kg)
- A_c = luas tamapang kapal yang terendam
- γ_w = rapat massa air laut (1025 kg/m^3)
- V_c = kecepatan arus (m/s)
- C_c = koefisien tekanan arus

Nilai C_c adalah faktor untuk menghitung nilai lateral dan memanjang yang diberikan sebagai berikut:

Faktor untuk menghitung gaya arus melintang:

- a. Di air dalam
nilai $C_c = 1,0 - 1,5$
- b. Kedalaman air/draft kapal = 2,
nilai $C_c = 2,0$
- c. Kedalaman air/ draft kapal = 1,5
nilai $C_c = 3,0$
- d. Kedalaman air/draft kapal = 1,1
nilai $C_c = 5,0$
- e. Kedalaman air/draft kapal = 1,
nilai $C_c = 6,0$

Faktor untuk menghitung gaya arus memanjang (langitudinal):

- a. Di air dalam, nilai $C_c = 0,2$
- b. Kedalaman air/draf kapal $= \sim 1$
nilai $C_c = 0,6$

2.5.6 Beban Akibat Gelombang

Gaya gelombang yang bekerja pada perencanaan dermaga adalah gelombang yang bekerja pada tiang-tiang pondasi dermaga. Jika terdapat sebuah tiang pancang dengan diameter D , ditabrak oleh gelombang dengan panjang gelombang sebesar L dimana L/D sangatlah besar, maka besar gaya dapat dihitung dengan persamaan Marison sebagai berikut:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_D \cdot D \cdot u |u| + C_M \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{du}{dt} \quad (2.10)$$

dimana:

F = unit gaya tiap satuan pancang

ρ = berat jenis cairan

u = kecepatan tegak lurus terhadap tiang akibat gelombang

du/dt = percepatan tegak lurus terhadap tiang

D = diameter tiang

C_M = koefisien energi

C_D = koefisien drag.

2.5.7 Beban Gempa

Dermaga harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan

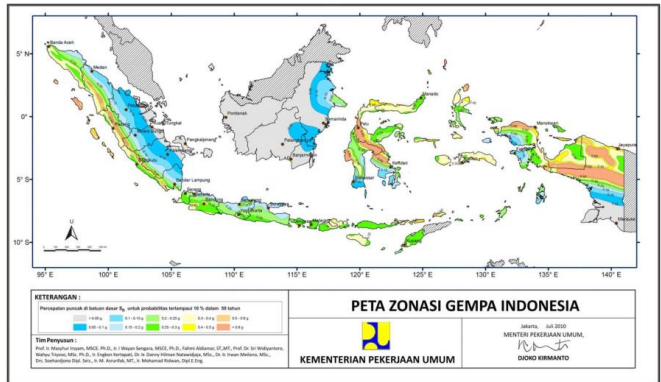
terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekivalensi yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R) dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (2.11)$$

Keterangan :

- E_Q : gaya gempa horizontal statis (kN)
- C_{sm} : koefisien respon gempa statik pada moda getar ke – m
- R : faktor modifikasi respon
- W_t : berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respon elastik C_{sm} dapat diperoleh dari percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai gambar berikut:

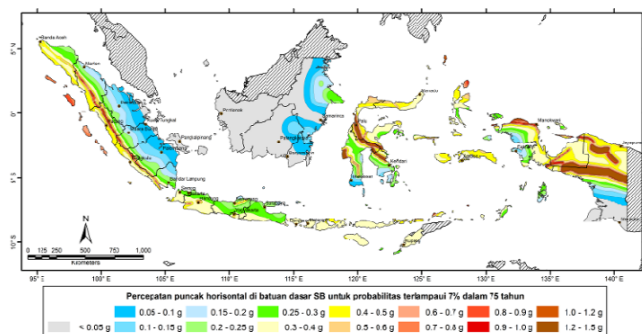


Gambar 2.7 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833 2013)

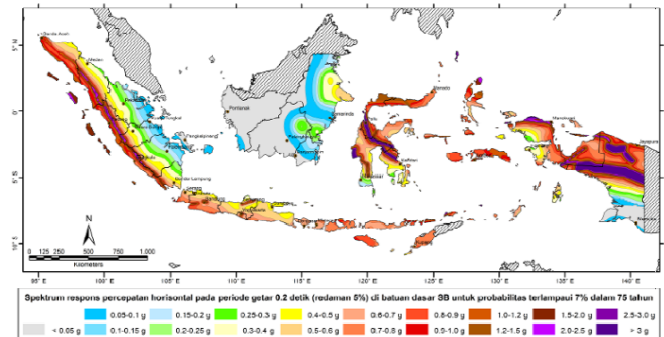
Gambar 2.8 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833 2013)



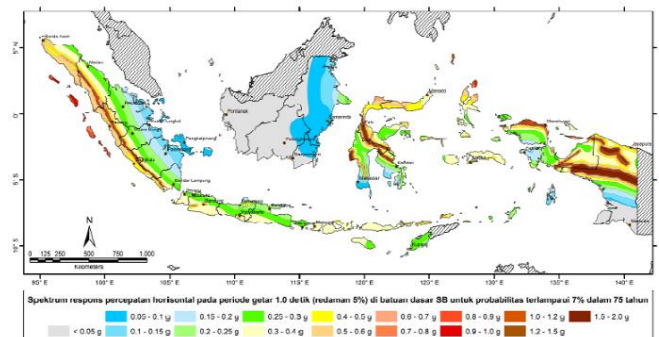
Gambar 2.9 Peta respon spektra percepatan 1 detik
dibuatn dasar untuk probabilitas terlampaui 10%
dalam 50 tahun (SNI 2833 2013)



Gambar 2.10 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833 2013)



Gambar 2.11 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833 2013)



Gambar 2.12 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833 2013)

a. Respon spektrum rencana

Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat

suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan.

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (P_{GA} , S_s , dan S_1), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_s dan F_v . Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut:

$$A_s = F_{PGA} \times P_{GA} \quad (2.12)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (2.13)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (2.14)$$

dimana:

- A_s : koefisien percepatan puncak muka tanah (g)
- F_{PGA} : faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0 detik
- F_a : faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik
- P_{GA} : percepatan puncak batuan mengacu pada peta gempa Indonesia 2010
- S_s : lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik
- S_1 : parameter respon spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik

S_{D1} : spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

b. Koefisien respon gempa elastik

Koefisien respon gempa elastik ditentukan berdasarkan 3 (tiga) kondisi, yaitu:

1. Untuk $T < T_0$, koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapat dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.15)$$

2. Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, maka nilai koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) adalah

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (2.16)$$

3. Untuk $T > T_s$, koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapat dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.17)$$

Setelah nilai koefisien gempa elastik diperoleh, langkah selanjutnya ialah menemukan nilai faktor modifikasi respon (R). Berdasarkan RSNI 2833 2013 pasal 5.9.3.2 nilai faktor modifikasi respon untuk gaya gempa yang dimodifikasi diambil sama dengan 1.

2.6 Perencanaan Struktur Dermaga

2.6.1 Plat Lantai

Pelat lantai yang berfungsi sebagai tempat bongkar muat pada dermaga harus mempunyai tebal minimum t_s sesuai dengan SNI T-12-2004 :

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

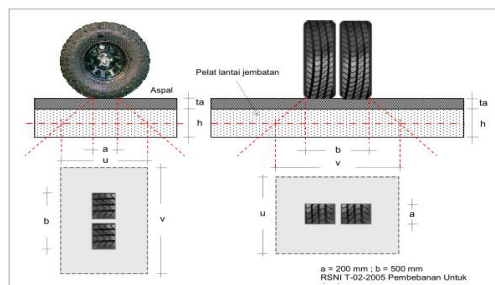
$$t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm}$$

Keterangan:

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Namun, dalam perencanaan dermaga ini, pelat lantai diasumsikan mampu menumpu beban hidup sebesar 3 ton, maka direncanakan tebal minimum plat lantai adalah 400 mm.

Kontrol tebal plat rencana terhadap geser pons:



Gambar 2. 13 Distribusi geser pons

Dimana:

Faktor beban (Kutt) = 1,8

Faktor reduksi (\emptyset) = 0,7

Tebal aspal (t_a)

Tebal plat (t_s)

Lebar roda (a)

Panjang roda (b)

Bidang geser pons

$$U = a + (0,5 \times (t_a + t_s)) + (0,5 \times (t_a + t_s))$$

$$= a + t_a + t_s \quad (2.18)$$

$$V = b + (0,5 \times (t_a + t_s)) + (0,5 \times (t_a + t_s))$$

$$= b + t_a + t_s \quad (2.19)$$

Sehingga,

$$b' = (2 \times U) + (2 \times V) \quad (2.20)$$

Kekuatan gaya geser plat lantai

V_u = tekanan roda

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \quad (2.21)$$

$$\emptyset \times V_c = 0,75 \times V_c \quad (2.22)$$

Kontrol, $V_u < \emptyset \times V_c$

Perencanaan tulangan plat lantai

1. Beban yang terjadi pada plat

a. Beban Mati

- Berat plat = $t_s \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1$
- Berat aspal = $t_s \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1$
- Air hujan = $t_{\text{air hujan}} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1$

b. Beban hidup

- Beban truk "T" = 112.5kN
- Dengan factor kejut (DLA = 0,3)

- Kutt = 1,8 , faktor untuk beban truk
Total muatan: P truk = (1+ DLA) x T x Kutt

2. Penulangan lentur pada plat lantai kendaraan

- Menentukan nilai momen ultimate (Mu)
- Menentukan nilai momen nominal (Mn)

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)} \quad (2.23)$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan SNI T-12-2004

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.24)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.25)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.26)$$

$$d = h - d' - \text{diameter tulangan} \quad (2.27)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (2.28)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} \quad (2.29)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (2.30)$$

Setelah itu gunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tulangan perlu (Ast) dan memilih tulangan yang diperlukan.

$$A_{st_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \quad (2.31)$$

Dimana ρ pakai diambil dari nilai yang berada di tengah-tengah antara ρ_{min} , ρ_{max} .

$$n \text{ (jumlah tulangan)} = A_s \text{ perlu} / \text{luas tul. lentur} \quad (2.32)$$

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{st_{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n \quad (2.33)$$

- Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\phi \times nt) - (2 \times \text{decking})}{5} \quad (2.34)$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai dengan yang telah di hitung

3. Tulangan pembagi

Tulangan pembagi = 20% x A_{st} tulangan pasang

Tulangan bagi yang dipakai

$$\pi \times \frac{1}{4} \times \phi^2 \times \left(\frac{b}{s \text{ tulangan}} \right) \quad (2.35)$$

2.6.2 Balok

Untuk konstruksi balok, syarat ketinggian dimensi balok berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2.1 sesuai tabel 2. 8, sedangkan untuk penentuan lebar balok dapat ditentukan sepertiga sampai duapertiga dari syarat ketinggian balok. Disarankan perhitungan tinggi balok sesuai dengan perhitungan beban geser yang diterima yaitu:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c + V_s \quad (2.36)$$

dimana:

V_u : gaya geser ultimate

V_c : gaya geser beton

V_s : gaya geser tulangan

Jika V_s disini memiliki kekuatan yang sangat kecil dibanding V_c , sehingga dapat diabaikan, sedangkan perhitungan V_c adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad (2.37)$$

dimana:

V_c : gaya geser beton

$f'c$: kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari (Mpa)

b : lebar balok (mm)

d : tinggi balok (mm)

Dari persamaan diatas maka dimensi balok dapat ditentukan.

➤ Tulangan Longitudinal

Langkah-langkah perhitungan tulangan longitudinal adalah sebagai berikut:

1. Menghitung momen nominal

$$M_u = M_n \cdot \phi \quad (2.38)$$

dimana:

M_u : Momen ultimate (N.mm)

M_n : Momen nominal (N.mm)

ϕ : faktor reduksi kekuatan

2. Menentukan garis netral dalam kondisi balance

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad (2.39)$$

dimana:

X_b : garis netral pada kondisi balance
(mm)

f_y : kekuatan leleh tulangan (Mpa)

d : tinggi balok (mm)

3. Menentukan garis netral rencana

$$X_r \leq 0,75 X_b \quad (2.40)$$

dimana:

X_r : garis netral rencana

X_b : garis netral pada kondisi balance
(mm)

Untuk mengurangi lendutan disarankan

$$X_r = 0,5 \cdot X_b$$

4. Menghitung luas tulangan tekan (A_{sc})

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot b \cdot X_r}{f_y} \cdot d \quad (2.41)$$

dimana:

A_{sc} : luas tulangan tekan

β_1 : faktor tinggi balok tegangan tekan
persegi ekuivalen beban

f_c' : kuat tekan beton yang
direncanakan pada umur 28 hari
(Mpa)

f_y : tegangan leleh tulangan

X_r : garis netral rencana (mm)

d : tinggi balok (mm)

5. Menghitung Momen nominal tekan (M_{nc})

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X_r}{2} \right) \quad (2.42)$$

dimana:

M_{nc} : Momen nominal tekan

A_{sc} : luas tulangan tekan

β_l : faktor tinggi balok tegangan tekan persegi ekuivalen beban

f_y : tegangan leleh tulangan

X_r : garis netral rencana (mm)

d : tinggi balok (mm)

6. Menghitung selisih momen

a. Bila $M_n - M_{nc} > 0$, maka perlu tulangan tekan

b. Bila $M_n - M_{nc} < 0$, maka tidak perlu tulangan tekan

7. Menghitung tulangan tekan perlu

$$C'_s = T_2 = \frac{M_n - M_{nc}}{d - d''} \quad (2.43)$$

8. Kontrol kelelahan tulangan tekan

$$f_{s'} = \left(1 - \frac{d''}{X_r}\right) \cdot 0,003 \cdot E_s \geq f_y$$

maka tulangan tekan leleh $f_{s'} = f_y$

$$f_{s'} = \left(1 - \frac{d''}{X_r}\right) \cdot 0,003 \cdot E_s < f_y$$

maka tulangan tekan tidak leleh $f_{s'} = f_s$
dimana:

E_s = modulus elastisitas baja (200.000 Mpa)

9. Menghitung tulangan tekan perlu dan tulangan tarik tambahan

$$A'_s = \frac{C'_s}{f_{s'} - 0,85 \cdot f_c'} \quad (2.46)$$

$$A_{ss} = \frac{T_2}{f_y} \quad (2.47)$$

10. Menghitung total tulangan perlu

$$A_s = A_{sc} + A_{ss} \quad (2.48)$$

$$A_s' = A_s'$$

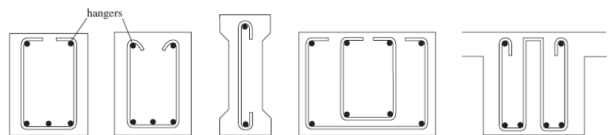
(2. 49)

➤ Tulangan Geser

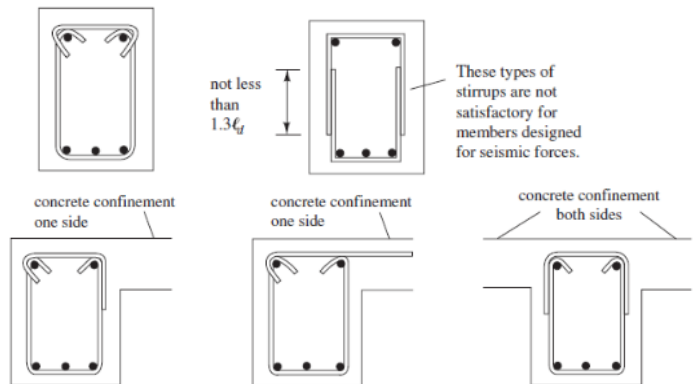
Terdapat empat fungsi tulangan geser antara lain:

1. Meneruskan sebagian gaya geser eksternal
2. Menahan agar beton tidak mengalami retak secara diagonal
3. Memegangi tulangan longitudinal sehingga dapat tersedia kapasitas dowel yang dibutuhkan
4. Membatasi area kompresi pada beton jika sengkang dalam beton ikatan tertutup

Berikut adalah bentuk bentuk tulangan geser



Gambar 2.14 Gambar sengkang terbuka (ACI 11.5.1)



Gambar 2.15 Tulangan sengkang terbuka (ACI 11.5.1)

Berikut adalah hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan tulangan geser balok:

a. Kekuatan geser nominal (V_n)

Kekuatan geser nominal (V_n) beton adalah kombinasi dari kekuatan geser dari beton (V_c) dan kekuatan geser dari tulangan (V_s), sehingga:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.50)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (2.51)$$

dimana:

V_c : gaya geser beton

f_c' : kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari (Mpa)

b : lebar balok (mm)

d : tinggi balok (mm)

untuk perhitungan yang akurat maka dapat digunakan persamaan berikut:

$$V_c = \left[\frac{1}{7} \left(\sqrt{f'c'} + 120 \rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u \cdot b} \right) \right] b_w d \quad (2.52)$$

$$V_c \leq 0,3 \sqrt{f'c'} b_w \cdot d$$

dengan nilai ρ_w adalah sebagai berikut:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b \cdot d} \frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1 \quad (2.53)$$

dimana:

V_c : gaya geser beton

$f'c'$: kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari (Mpa)

b : lebar balok (mm)

d : tinggi balok (mm)

V_u : gaya geser ultimate

M_u : Momen ultimate

ρ_w : rasio A_s terhadap $b_w \cdot d$

b. Luas ulangan geser minimum (A_{vmin})

$$A_{vmin} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \quad (2.54)$$

dimana:

A_{vmin} : Luas tulangan geser minimum (mm^2)

b_w : lebar balok (mm)

s : jarak sengkang

f_y : tegangan leleh baja (Mpa)

c. Gaya geser izin dari penulangan geser

$$V_{smin} = \frac{b_w \cdot d}{3} \quad (2.55)$$

dimana:

- $V_{s \min}$: gaya geser izin minimal
 b_w : lebar balok (mm)
 d : tinggi balok (mm)
 f_c' : kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari (Mpa)

d. Batas-batas kondisi gaya geser

Perencanaan tulangan geser dibagi menjadi beberapa kategori yang masing-masing kategori sesuai dengan gaya geser pada beton. Kondisi/kategori tersebut antara lain:

- Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c \quad (2.56)$$

Yaitu tulangan geser tidak dibutuhkan tetapi tetap dipasang dengan jarak maksimal 250 mm

- Kondisi 2

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi \cdot V_c \quad (2.57)$$

Yaitu $s_{\max} < d/2$ atau $s_{\max} = 250$ mm, tulangan geser maksimum perlu di cek.

- Kondisi 3

$$\phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_{s \min}) \quad (2.58)$$

Yaitu $s_{\max} < d/2$ atau $s_{\max} = 250$ mm, tulangan geser maksimum perlu di cek.

- Kondisi 4

$$\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) \leq V_u \leq \phi \cdot \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \right) \quad (2.59)$$

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan:

$$\phi \cdot V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c \quad (2.60)$$

Luas tulangan geser minimum:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (2.61)$$

Spasi tulangan geser maksimum: $s_{\text{maks}} \leq d/4 \leq 250 \text{ mm}$

- Kondisi 5

$$\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d) \leq V_u \leq \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d) \quad (2.62)$$

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan:

$$\phi \cdot V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c \quad (2.63)$$

Luas tulangan geser minimum:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (2.64)$$

- Kondisi 6

$$V_u \geq \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d) \quad (2.65)$$

Jika gaya geser pada kondisi ini maka penampang beton harus diperbesar

Keterangan :

V_u : gaya geser pada balok

V_c : gaya geser beton

b_w : lebar balok (mm)

d : tinggi balok (mm)

f_c' : kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari (Mpa)

2.6.3 Pile Cap

Shear ring merupakan alat penyatu beton (pile cap) dengan baja (tiang pancang). Langkah-langkah penulangan pada shear ring sebagai berikut:

- Menentukan gaya tekan maksimal yang bekerja pada tiang pancang yang merupakan hasil kombinasi beban geser ultimate dari output SAP2000

- Tentukan kekuatan beton dalam tiang pancang

$$P_{\text{beton}} \text{ dalam tiang} = L_{\text{penampang}} \cdot 0,85 \cdot K R_c \cdot f_c' \quad (2.66)$$

- Kontrol retak beton

$$V_c > V_u \quad (2.67)$$

- Kontrol kekuatan las

$$\text{Kekuatan las tiap ring} = (\text{keliling} \times \text{tebal las}) \cdot \sigma_e \cdot n \quad (2.68)$$

dengan:

n = jumlah shear ring

- Luas panjang penyaluran dari tiang ke struktur atas secara praktis dihitung sebagai berikut:

$$A_{\text{tiang}} \cdot f_{sy \text{ tiang}} = A_{st \text{ perlu}} \cdot f_{sy \text{ tulangan}} \quad (2.69)$$

- Panjang penyaluran (l_d)

Perhitungan panjang penyaluran sesuai dengan persamaan:

$$L_{sf} = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot f_{sy} \cdot A_b}{(2a + d_b) \sqrt{f_c'}} \geq 25 \cdot k_1 \cdot d_b \quad (2.70)$$

dengan:

L_{sf} = panjang penjangkaran baut bollard (mm)

k_1 = 1,0

k_2 = 2,4

A_b = luas penampang baut (mm^2)

d_b = diameter baut (mm)

$2a$ = 2 kali selimut pada batang tulangan

2.6.4 Pondasi

Perhitungan daya dukung tiang pancang baik dari arah vertikal dan horizontal dihitung dengan menggunakan metode spring constant. Perbandingan tekanan tanah aktif dan pasif biasanya kurang lebih adalah 1 : 2-3. Dengan metode spring constant ini akan dimodelkan perbandingan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif adalah 1 : 1, jadi kekuatan tekanan tanah pasif yang akan melawan tekanan tanah aktif dimodelkan setara dengan kekuatan tanah aktif yang terjadi. Metode ini memodelkan keliling permukaan sepanjang tiang pancang adalah spring/pegas dan ujung tiang adalah rol.

Salah satu contoh rumus yang digunakan adalah spring constant nakazawa.

➤ Perhitungan daya dukung vertikal

$$K_v = 0,2 \cdot E_o \cdot D^{-0,75} \cdot A \quad (2.71)$$

Keterangan :

K_v : daya dukung vertikal (T/m)

E_o : 28 N (N = jumlah SPT tiap 1 m) (kg/cm^2)

D : diameter tiang pancang (cm)

A : luas permukaan tiang pancang (cm^2)

➤ Perhitungan daya dukung horizontal

$$K = 0,2 \cdot E_o \cdot D^{-0,75} \cdot y^{-0,75} \quad (2.72)$$

Keterangan :

Y : tinjauan per 1 cm

$$K_x = K_y = K \cdot D \cdot D_z \quad (2.73)$$

Keterangan :

D_z : kedalaman tinjauan (m)

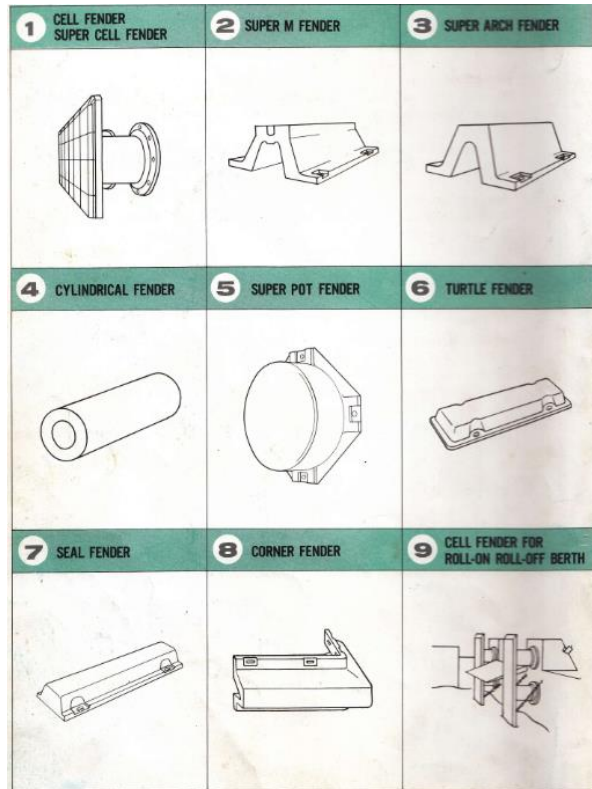
2.7 Perencanaan Fender

Pemasangan fender difungsikan untuk mencegah kerusakan pada dermaga akibat benturan kapal dan mencegah kerusakan lambung kapal serta fasilitas penambat karena gaya-gaya yang terjadi saat kapal menambat. Pada prinsipnya, pemilihan fender harus mempertimbangkan hal-hal berikut :

- a. Berthing energy yang terjadi saat kapal menambat
- b. Karakteristik dari struktur dermaga/penambat dan struktur kapal yang akan ditambatkan
- c. Pergerakan kapal yang menambat akibat gelombang terhadap elevasi struktur dermaga
- d. Kondisi pasang surut dan kondisi muatan yang dibawa kapal terhadap ketinggian draf kapal

2.7.1 Tipe –tipe *Fender*

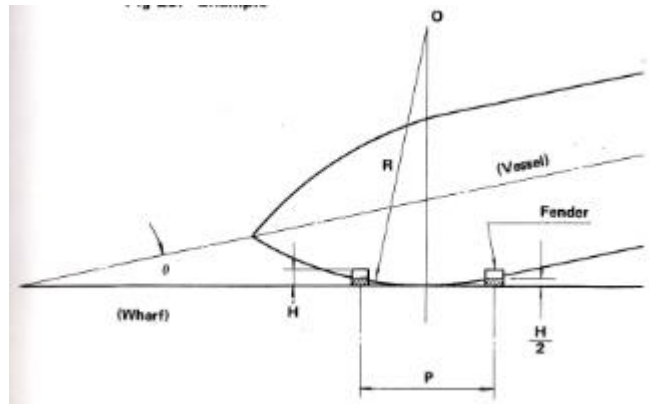
Menurut *Marine Fender Design Manual, Bridgestone* terdapat kurang lebih tipe fender seperti yang tertera pada gambar berikut :



Gambar 2.16 Tipe-tipe Fender (Marine Fender Design Manual, Bridgestone)

2.7.2 Jarak Fender

Menurut *Marine Fender Design Manual, Bridgestone* jarak fender secara horizontal harus direncanakan agar dermaga tidak tertabrak oleh lambung kapal yang berbentuk kurva.



Gambar 2.17 Posisi fender secara horizontal

Jarak tersebut dapat direncanakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$P = \sqrt{4HR - H^2} \quad (2.74)$$

dimana :

P = jarak fender

H = Ketinggian fender

R = jari jari kurva lambung kapal

Sedangkan menurut *Technical Standart and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*, jarak maksimum antar fender dapat ditntukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$P = 2 \cdot \sqrt{R^2 - (R - H)^2} \quad (2.75)$$

dimana :

P = jarak fender

H = Ketinggian fender

R = jari jari kurva lambung kapal

2.8 Perencanaan Bollard / Mooring

Penentuan kapasitas *bollard* didasarkan pada analisa gayaambat yaitu gaya-gaya horizontal dan vertikal yang disebabkan oleh angin dan arus. Sedangkan gaya-gaya yang bekerja pada *bollard* merupakan resultan dari kedua gaya angin dan arus yang dimodelkan dalam gaya- gaya arah transversal dan longitudinal.

$$Rr = \sqrt{Rw^2 - Rf^2} \quad (2. 76)$$

dimana :

Rr = Reasultan gaya angin dan arus

R_w = Gaya akibat angin

Rf = Gaya akibat arus

Jumlah penambatan tali minimal pada *bollard* harus dihitung pula dengan persamaan:

$$n = \frac{Rw}{\text{Kapasitas Bollard rencana}} \quad (2. 77)$$

2.8.1 Kapasitas Bollard

Kapasitas bollard yang digunakan berdasarkan *Standart Design Criteria for Port in Indonesia :1984* seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 2.4 Kapasitas Bollard (Standart Design Criteria
for Port in Indonesia : 1984)

Gross Tonnage (GT) of Ship (ton)	Tractive Force on Bollard (ton)
5.001 – 10.000	35
10.001 – 15.000	50
15.001 – 20.000	50
20.001 – 100.000	70

2.8.2 Penentuan Posisi Bollard

Penentua posisi bollard berdasarkan *Standart Design Criteria for Port in Indonesia :1984* seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 2.5 Penentuan posisi bollard (Standart Design
Criteria for Port in Indonesia : 1984)

Gross Tonnage (GT) of Ship (ton)	Max. Spacing of Bollard (m)	Min. Number of Installation per Berth
5.001 – 20.000	25	6
20.001 – 50.000	35	8
50.001 – 100.000	45	8

2.8.3 Perencanaan Panjang Penjangkaran Bollard

Panjang penjangkaran baut menurut *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, BMS :1992* untuk suatu batangkait dengan $f_y = 400 \text{ Mpa}$ harus diambil sebesar :

$$L_{sf} = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot f_{sy} \cdot A_b}{(2a + d_b)\sqrt{f_c'}} \geq 25 \cdot k_1 \cdot d_b \quad (2.78)$$

Dimana :

L_{sf} = panjang penjangkaran baut bollard (mm)

k_1 = 1,0

k_2 = 2,4

A_b = luas penampang baut (mm²)

d_b = diameter baut (mm)

$2a$ = 2 kali selimut pada batang tulangan

2.9 Beton Pracetak

2.9.1 Pengertian

Beton Pracetak adalah elemen atau komponen beton tanpa atau dengan tulangan yang dicetak terlebih dahulu sebelum dirakit menjadi bangunan (SNI 03 2847 2002). Pencetakan dan perawatan (*curing*) dapat dilakukan pada area kontruksi ataupun dapat dibuat di pabrik. Penghematan biaya pengangkutan dapat dilakukan dengan meperpendek jarak *stock yard* dengan lokasi pemasangan.

2.9.2 Keuntungan dan kerugian

Menurut *Precast Concrete Structure*, kelebihan menggunakan beton precast dari pada menggunakan beton konvensional adalah :

1. Mudah dibangun

- Urutan pekerjaan lebih mudah
- Proses kontruksi aman dan stabilitas terjamin
- Lebih ekonomis dalam penggunaan crane
- Cocok untuk bangunan pelabuhan

2. Biaya Efektif

- Biaya konstruksi komponen per struktur sebanding dengan material lain
- Berkompetisi dalam biaya bangunan secara keseluruhan, pengkutan, pemeliharaan dan perawatan
- Pembuatan bahan terjamin mutunya

3. Proses areksi cepat

Menurut *PCI Design Handbook Precast and Prestress 6th Edition*, keuntungan pemilihan beton precast sebagai elemen struktur adalah :

1. Pengerjaan cepat
2. Proses dan mutu saat pembuatan terkontrol
3. Tahan api dan
4. Pengerjaannya tidak tergantung cuaca
5. Penambahan baja prategang akan menambah rasio h/L , mengurangi material, kekuatan dapat dikontrol.

Kekurangan beton pracetak menurut *PCI Design Handbook Precast and Prestress 6th Edition* sebagai berikut :

1. Beton pracetak merupakan material dengan bentuk sederhana
2. Ukuran dan bentuk beton pracetak terbatas
3. Beton merupakan material yang berat

2.9.3 Elemen pracetak

Walaupun beton pracetak dapat diproduksi dengan berbagai macam ukuran dan bentuk yang disesuaikan, namun akan lebih ekonomis jika

menggunakan produk yang umum dikembangkan oleh industri. Elemen-elemen struktur yang biasa menggunakan beton pracetak antara lain pelat, balok, kolom dan tiang pancang. Elemen plat, balok dan kolom dapat berupa balok pracetak keseluruhan atau sebagian (sebagian *in situ*).

Berikut adalah jenis-jenis elemen pracetak yang biasa dibuat oleh sektor industri, yaitu :

- a. *Double tee*, efisien dengan bentang 40 ft – 90 ft (1200 cm – 2750 cm)
- b. *Hollow core slab*, lebar yang tersedia biasanya antara 12 ft – 16 ft dengan bentang diatas 40 ft
- c. *I beam, box beam, bulb tee* yang paling banyak dipakai pada konstruksi jembatan
- d. *Inverted tee, ladder beam and rectangular beam*
- e. *Square and rectangular columns* dengan atau tanpa konsol (*corbels*)
- f. *Pile* yang diproduksi dengan berbagai macam bentuk yaitu lingkaran, kotak, hexagonal.
- g. *Channel slab* yang biasa digunakan untuk menahan lantai yang berat dan beban atap dalam bentang menengah atau panjang.

2.9.4 Kontrol Beton Pracetak

1. Tegangan Izin

Tegangan izin pada beton pracetak dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$f_r = 0,7\sqrt{f_{ci}} \quad (2. 79)$$

dimana :

f_r : tegangan izin

f_{ci} : kuat tekan beton pada umur tertentu

- $f_{ci} = f_c'$ (pada umur 28 hari)
- $f_{ci} = 0,88 \cdot f_c'$ (pada umur 14 hari)
- $f_{ci} = 0,65 \cdot f_c'$ (pada umur 7 hari)
- $f_{ci} = 0,45 \cdot f_c'$ (pada umur 3 hari)

2. Tegangan Terjadi

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (2. 80)$$

dimana :

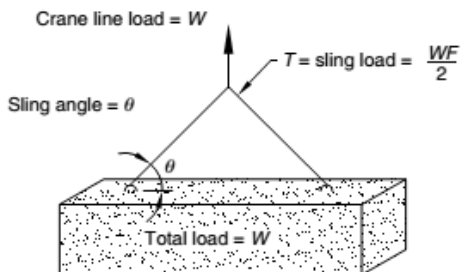
σ : tegangan izin terjadi

M : Momen yang terjadi

W : $\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$

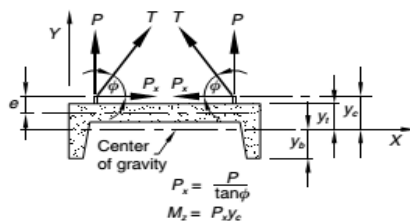
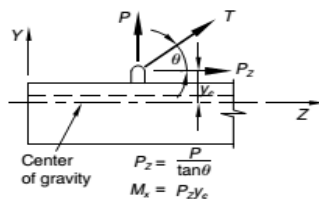
2.9.5 Pengangkatan

Elemen balok pracetak harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.



Multiplication factor F for the total load on sling with a sling angle of θ					
θ	90°	75°	60°	45°	30°
F	1.00	1.04	1.16	1.41	2.00

Note: θ is usually not less than 60°. Check bi-directional sling angle. A 30° sling angle is not recommended.



P = vertical component of force on lifting device
 T = force in sling due to two rigging angles

$$T = P \sqrt{\frac{1}{\tan^2 \phi} + \frac{1}{\sin^2 \theta}}$$

Gambar 2. 18 Momen akibat posisi titik angkat balok (PCI Design Handbook 7th Edition)

2.10 Perencanaan Bangunan Atas dengan Beton Prategang

Beton Prategang

Definisi beton pratekan menurut SNI 03–2847–2002 (pasal 3.17) yaitu beton bertulang yang telah diberikan tegangan tekan terlebih dahulu untuk mengurangi atau mengantisipasi tegangan tarik potensial dalam beton akibat beban kerja. Material yang digunakan untuk sistem ini adalah material beton dan sistem kabel. Sistem kabel terdiri dari kabel (wire, strand, bar), selongsong dan angkur (angkur hidup, angkur mati).

Gaya prategang adalah gaya yang menyebabkan beton berada dalam keadaan tekan akibat tendon yang menyatu dengan beton ditarik dengan besaran tertentu. Besarnya gaya prategang dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis.

Ada tiga konsep yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang. Konsep pertama, system prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis (Eugene Freyssinet, 1928). Konsep kedua, system prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton. Konsep ketiga, system prategang untuk mencapai pertimbangan beban (Tung Yen Lin, 1963).

Kehilangan Gaya Prategang

Dalam menganalisis kehilangan, harus mempertimbangkan bahan-bahan yang sebenarnya dan kondisi lingkungan masing-masing bahan (waktu, kondisi pemaparan, dimensi dan ukuran komponen struktur, dan sebagainya) yang mempengaruhi jumlah dari kehilangan prategang.

Dalam perencanaan beton pratekan, analisis gaya-gaya efektif dari tendon penting sekali untuk diketahui. Dalam buku karangan T.Y Lin dan Ned H Burns tahun 1988 disebutkan bahwa kehilangan gaya prategang akan terjadi dalam dua tahap dan keduanya akan sangat mempengaruhi hasil akhir gaya-gaya efektif tendon yang akan terjadi.

Tahap pertama, pada saat setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan dievaluasi sebagai tolak ukur perilaku elemen struktur. Pada tahap ini kehilangan gaya prategang meliputi:

1. Perpendekan elastis beton (ES)

Pada saat gaya pratekan dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja akan ikut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya pratekan pada baja. Rekomendasi ACI-ASCE untuk memperhitungkan kehilangan gaya pratekan adalah dengan persamaan berikut:

$$ES = K_s E_s \frac{J_{cir}}{E_{ci}} \quad (2.81)$$

Dengan nilai f_{cir} sebagai berikut

$$f_{cir} = \frac{F_0}{A} + \frac{F_0 e}{I} - \frac{M_G e}{I} \quad (2.82)$$

f_{cir} = Tegangan beton pada garis berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton

MG = Momen akibat berat sendiri beton.

Kes = 1 untuk komponen struktur pratarik

Kes = 0.5 untuk komponen struktur pasca - tarik bila kabel-kabel secara berturutan ditarik dengan gaya yang sama

Es = Modulus elastisitas tendon prategang

E_{ci} = Modulus elastisitas beton pada saat pengangkutan

2. Gesekan (FR)

Selama terjadi pengalihan gaya pratekan pada sistem pascatarik, kabel yang ditarik sedikit demi sedikit akan mengalami kehilangan tegangannya pada saat tendon melengkung. Perumusan untuk menghitung kehilangan gaya pratekan ini adalah sebagai berikut :

$$F_{pF} = F_i x e^{-(\mu x \alpha) + (K x L)} \quad (2.83)$$

$$\Delta f_{pF} = F_i x F_{pF}$$

$$\alpha = \frac{8f}{L}$$

F_{pF} = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

- fpF = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi
 F_i = Gaya awal prategang
 A = Sudut Kelengkungan
 M = Koefisien friksi (gesekan)
 K = Koefisien wobble
 L = Panjang bersih balok
 F = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs)
 μ = koefisien lengkungan.
 α = susut pusat tendon.

Tabel 2.6 koefisien-koefisien gesekan untuk tendon pasca-tarik

Tipe Tendon	K tiap meter	
Tendon pada selubung logam fleksibel		
- Tendon kawat	0,0033 – 0,0049	0,15 – 0,25
- Strand dengan untaian 7 kawat	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25
- Baja mutu tinggi	0,0003 – 0,0020	0,08 – 0,30
Tendon pada selubung logam kaku		
- Strand dengan untaian 7 kawat	0,0007	0,15 – 0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		
- Tendon dan kawat strand dengan untaian 7 kawat	0,001 – 0,0066	0,05 – 0,15
Tendon yang diberi lapisan mastic		

- Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15
--------------------------------------------------	-----------------	-------------

3. Slip angkur (ANC)

Untuk kebanyakan system pasca tarik, pada saat tendon ditarik sampai nilai penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Peralatan angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Rumus umum untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat slip pengankuran adalah :

$$F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{pA} \quad (2.84)$$

$$\Delta F_{pA} = 2f_{st} \times \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + Kx \right)$$

F_{pA} = Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

A_{ps} = Luas penampang tendon

Δf_{pA} = Jumlah hilangnya tegangan prategang akibat angkur

f_{st} = Besarnya tegangan ijin baja tendon minimum yang disyaratkan SNI 03-2002-2847

α = Sudut Kelengkungan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien woble

L = Panjang bersih balok

X = Koefisien slip angkur berdasarkan bentuk profil tendon (digunakan profil tendon berbentuk parabola)

$$X = \sqrt{\frac{E_{PS} \times g}{f_{st} \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2} \quad (2.85)$$

Tahap kedua, pada saat beban bekerja setelah semua gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang telah tercapai. Akibat waktu yang lama akan terjadi kehilangan gaya prategang sebagai berikut:

4. Rangkak beton (CR)

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terekat dihitung dari persamaan berikut. Sedangkan kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon tidak terekat dihitung dari persamaan berikut:

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cir} - f_{cds} \quad (2.86)$$

K_{cr} = 2,0 untuk komponen struktur pratarik.

K_{cr} = 1,6 untuk komponen struktur pasca tarik.

F_{cds} = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

E_s = modulus elastisitas tendon prategang

E_c = modulus elastisitas beton umur 28 hari

Sedangkan kehilangan gaya prategang akibat rangkai untuk komponen struktur dengan tendon tidak terekat dihitung dari persamaan berikut:

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa} \quad (2.87)$$

Dimana, f_{cpa} adalah tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon (c.g.s)

5. Susut (SH)

Karena susut tergantung dari waktu, kita tidak mengalami 100% kehilangan tegangan batas dalam beberapa tahun, tetapi 80% terjadi pada tahun pertama. Besarnya susut yang terjadi pada beton pratekan dapat dijelaskan menggunakan persamaan berikut ini:

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) \times 100 - RH \quad (2.88)$$

K_{sh} = koefisien factor susut (tabel 2.7)

K_{sh} = 0,1 untuk struktur pratarik

RH = kelembaban relative

V/S = perbandingan volume terhadap permukaan

Tabel 2.7 Nilai K_{sh} untuk komponen struktur pasca-tarik

Jangka waktu setelah perawatan basah sampai penerapan prategang (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

6. Relaksasi baja (RE)

Percobaan pada baja pratekan dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu memperlihatkan bahwa gaya pratekan akan berkurang secara perlahan. Kehilangan gaya pratekan ini dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C \quad (2.89)$$

Dimana, K_{re} , J dan C adalah nilai-nilai menurut tabel 2.8 dan tabel 2.9

Tabel 2.8 Nilai C

fpi / fpu	Strand stress-relieved atau kawat	Batang stress relieved atau Strand atau kawat relaksasi rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53

0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

Tabel 2.9 Nilai-nilai Kre dan J

Tipe tendon	Kre	J
Strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 MPa	138	0,15
Strand atau kawat stress-relieved derajat 1720 MPa	128	0,14
Kawat stress-relieved derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	121	0,13
Strand relaksasi-rendah derajat 1860 MPa	35	0,040
Kawat relaksasi-rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat relaksasi-rendah derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang stress-relieved derajat 1000 MPa atau 1100 MPa	41	0,05

2.11 Metode Pelaksanaan

1) Pekerjaan Persiapan

- a. Pembuatan kantor proyek/ *direksi keet*.
- b. Pembuatan gudang material, peralatan dan los kerja besi.
- c. Pembuatan *base camp* staf proyek dan barak pekerja.
- d. Pos jaga.
- e. Tempat parkir alat berat.

2) Pekerjaan Pondasi Tiang Pancang

Pemancangan pondasi tiang pancang dilakukan dengan menggunakan alat *drop hammer* yang dinaikkan pada ponton beserta tiang pancangnya. Tiang pancang yang dipakai adalah tiang pancang baja berbentuk bulat dengan ketebalan dan panjang yang direncanakan.

3) Pekerjaan Pile Cap

Pembuatan pile cap menggunakan bekisting gantung yang bertumpu pada tiang pancang pipa baja

4) Pekerjaan Pracetak Balok dan Plat

Pada pekerjaan balok dan plat dermaga menggunakan beton pracetak yang sudah dibuat di pabrik. Untuk proses pemasangannya menggunakan mobile crane yang dinaikkan pada ponton beserta material pracetaknya, kemudian memasang bekisting untuk tepi pengecoran yang direncanakan.

5) Pengecoran Plat dan Balok Dermaga

- a. Kebersihan lokasi pengecoran.
- b. Pemadatan beton harus menggunakan alat penggetar (*vibrator concrete*)
- c. Kontrol terhadap kekuatan beton segar dilakukan dengan uji slump test dan pengambilan sampel untuk pengujian kuat tekan beton di laboratorium

6) Perawatan Lantai Dermaga dan Pembongkaran Bekisting

- a. Melakukan *curing* setelah beton mulai mengeras dengan cara menyiram air pada permukaan beton dalam selang waktu tertentu.
- b. Pembongkaran bekisting

BAB III

METODOLOGI DESAIN

Langkah-langkah yang digunakan dalam desain struktur Dermaga PLTU di Kotabaru, Kalimantan Selatan untuk kapasitas barge 330 feet adalah sebagai berikut:

3.1 Metode Desain

1. Pengumpulan data
2. Preliminary
3. Permodelan struktur
4. Analisis Pembebanan
 - a. Beban – beban
 - b. Kombinasi pembebanan
5. Analisa Gaya Dalam dan Perhitungan Struktur
6. Cek Desain
7. Gambar Rencana

3.2 Uraian Metode

3.2.1 Pengumpulan Data

1. Data Primer

Tidak dilakukan pengamatan langsung ke lokasi
2. Data Sekunder
 - a. Gambar rencana struktur
 - b. Data tanah
 - c. Peraturan-peraturan dan buku penunjang lain sebagai dasar teori

3.2.2 Preliminary Design

1. Tipe dermaga

Berasarkan Perencanaan Pelabuhan tentang Dermaga oleh Bambang Triatmodjo.

Ada tiga tipe dermaga yang dapat dipakai:

- a. Wharf, biasanya digunakan untuk pelabuhan barang potongan atau peti kemas.
- b. Pier, biasanya digunakan pada lautan yang curam sehingga pada kedua sisinya dapat disandari kapal.
- c. Jetty, biasanya digunakan untuk pelabuhan kapal tanker, kapal LNG, dan tongkang pengangkut batu bara. Tipe dermaga ini digunakan pada lautan yang dangkal sehingga menjorok ke laut sampai kedalaman yang direncanakan.

2. Dimensi dermaga

a. Karakteristik kapal

Dimensi kapal yang digunakan pada perencanaan ini mengacu pada *PACC Offshore Services Holdings Limited (POSH)*.

b. Panjang dermaga

Perencanaan panjang dermaga dapat dilihat pada rumus 2.16 (Triatmodjo : 2009).

c. Lebar dermaga

Lebar dermaga (apron) biasanya berukuran antara 15 m – 25 m (*Triatmodjo, Pelabuhan : 2009*).

d. Tinggi dermaga

Tinggi deck/lantai dermaga dapat dilihat pada rumus 2.17 menurut Perencanaan Pelabuhan, Triatmodjo :1996.

e. Kedalaman dermaga

Jarak aman dalam perencanaan dermaga (*clearance*) sebesar 0,8 – 1 m dibawah lunas kapal.

3. Perencanaan struktur dermaga

a. Plat lantai

Penentuan tebal plat lantai dapat dilihat pada rumus 2.18 sampai 2.22 berdasarkan SNI T-12-2004.

b. Balok

Perencanaan dimensi balok memanjang dan melintang dapat mengacu pada rumus 2.36 dan 2.37 berdasarkan SNI 2847-2013.

c. Pile cap

Menentukan dimensi pile cap dapat dilihat dari dimensi tiang pancang dan panjang penyaluran tulangnya.

d. Pondasi

Menentukan dimensi dan kedalaman pondasi berdasarkan perhitungan spring menurut buku Mekanika Tanah & Teknik Pondasi.

4. Komponen pendukung dermaga

a. Fender

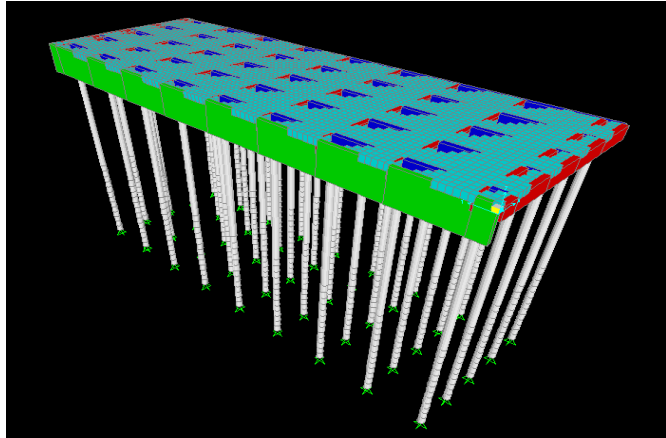
Persamaan untuk menentukan jenis, dimensi dan jarak fender dapat dilihat pada rumus 2.74 dan 2.75.

b. Bollard

Persamaan untuk menentukan posisi dan panjang penjangkaran bollard dapat dilihat pada rumus 2.76 sampai 2.78.

3.3 Permodelan Struktur

Permodelan struktur menggunakan bantuan program komputer SAP 2000.



Gambar 3.1 Permodelan SAP struktur dermaga PLTU Kotabaru

3.4 Analisa Pembebanan

- a. Beban Mati:
 - Beton bertulang : 2.400 kg/m^3
 - Beton basah : 2.500 kg/m^3
 - Baja : 7.850 kg/m^3
 - Aspal beton : 2.300 kg/m^3
 - Beban lantai : 2.000 kg/m^3
- b. Beban Hidup:
 - Pekerja : 100 kg/m^3
 - Beban UDL 35 Kpa
 - Mobile Harbour Crane : $\pm 5 \text{ Ton}$
 - Truck : $\pm 2,5 \text{ Ton}$
- c. Beban Tambat Kapal

Tabel 3.1 Hubungan berat kapal dan berat tonassnya
(Marine Fender Design Manual,Bridgestone)

Jenis Kapal	Gross tonnage (GT)	Deadweight tonnage (DW)	Berat tonas e (W ₁)
Kapal barang dan tangki	1	1,5	2
Kapal penumpang	1	0,85	1
Kapal container	1	1,33	2

d. Beban Angin

1. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 0^\circ$)

$$R_w = 0,42 \text{ Pa} \cdot A_w$$

2. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 180^\circ$)

$$R_w = 0,5 \text{ Pa} \cdot A_w$$

3. Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 90^\circ$)

$$R_w = 1,1 \text{ Pa} \cdot A_w$$

dimana :

$$Pa = 0,063 V^2$$

dengan :

R_w = gaya akibat angin (kg)

Pa = tekanan angin (kg/m^2)

V = kecepatan angin (m/s)

A_w = proyeksi bidang yang tertiuap angin (m^2)

e. Beban Arus

Nilai C_c adalah faktor untuk menghitung nilai lateral dan memanjang yang diberikan sebagai berikut:

Faktor untuk menghitung gaya arus melintang:

- a. Di air dalam nilai $C_c = 1,0 - 1,5$
- b. Kedalaman air/draft kapal = 2, nilai $C_c = 2,0$
- c. Kedalaman air/ draft kapal = 1,5 nilai $C_c = 3,0$
- d. Kedalaman air/draft kapal = 1,1 nilai $C_c = 5,0$
- e. Kedalaman air/draft kapal = 1, nilai $C_c = 6,0$

Faktor untuk menghitung gaya arus memanjang (langitudinal):

- a. Di air dalam, nilai $C_c = 0,2$
- b. Kedalaman air/draf kapal = ~ 1 , nilai $C_c = 0,6$

f. Beban Gelombang

Gaya gelombang yang bekerja pada perencanaan dermaga adalah gelombang yang bekerja pada tiang-tiang pondasi dermaga. Jika terdapat sebuah tiang pancang dengan diameter D , ditabrak oleh gelombang dengan panjang gelombang sebesar L dimana L/D sangatlah besar.

g. Beban Gempa

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalensi yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R), berdasarkan RSNI

2833 2013 pasal 5.9.3.2 nilai faktor modifikasi respon untuk gaya gempa yang dimodifikasi diambil sama dengan 1.

3.5 Kombinasi Pembebanan

Untuk Dermaga

1. $1,3D + 0,3EX + 1EY$
2. $1,3D + 0,3 EY + 1EX$
3. $1,3D + 1,8L + 1,8B$
4. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_1 + 1,3T_1$
5. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_1 + 1,3T_2$
6. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_1 + 1,3T_3$
7. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_1 + 1,3T_4$
8. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_1 + 1,3T_5$
9. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_1 + 1,3T_6$
10. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_2 + 1,3T_1$
11. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_2 + 1,3T_2$
12. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_2 + 1,3T_3$
13. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_2 + 1,3T_4$
14. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_2 + 1,3T_5$
15. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_2 + 1,3T_6$
16. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_3 + 1,3T_1$
17. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_3 + 1,3T_2$
18. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_3 + 1,3T_3$
19. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_3 + 1,3T_4$
20. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_3 + 1,3T_5$
21. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_3 + 1,3T_6$
22. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_4 + 1,3T_1$
23. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_4 + 1,3T_2$
24. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_4 + 1,3T_3$
25. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_4 + 1,3T_4$

26. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_4 + 1,3T_5$
27. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_4 + 1,3T_6$
28. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_5 + 1,3T_1$
29. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_5 + 1,3T_2$
30. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_5 + 1,3T_3$
31. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_5 + 1,3T_4$
32. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_5 + 1,3T_5$
33. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_5 + 1,3T_6$
34. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_6 + 1,3T_1$
35. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_6 + 1,3T_2$
36. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_6 + 1,3T_3$
37. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_6 + 1,3T_4$
38. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_6 + 1,3T_5$
39. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_6 + 1,3T_6$
40. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_7 + 1,3T_1$
41. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_7 + 1,3T_2$
42. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_7 + 1,3T_3$
43. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_7 + 1,3T_4$
44. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_7 + 1,3T_5$
45. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_7 + 1,3T_6$
46. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_8 + 1,3T_1$
47. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_8 + 1,3T_2$
48. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_8 + 1,3T_3$
49. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_8 + 1,3T_4$
50. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_8 + 1,3T_5$
51. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_8 + 1,3T_6$
52. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_9 + 1,3T_1$
53. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_9 + 1,3T_2$
54. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_9 + 1,3T_3$
55. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_9 + 1,3T_4$
56. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_9 + 1,3T_5$

57. $1,3D + 1,8M + 1,8BTR + 1,8BGT_9 + 1,3T_6$
58. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_1 + 1,3T_1$
59. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_1 + 1,3T_2$
60. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_1 + 1,3T_3$
61. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_1 + 1,3T_4$
62. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_1 + 1,3T_5$
63. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_1 + 1,3T_6$
64. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_2 + 1,3T_1$
65. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_2 + 1,3T_2$
66. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_2 + 1,3T_3$
67. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_2 + 1,3T_4$
68. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_2 + 1,3T_5$
69. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_2 + 1,3T_6$
70. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_3 + 1,3T_1$
71. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_3 + 1,3T_2$
72. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_3 + 1,3T_3$
73. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_3 + 1,3T_4$
74. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_3 + 1,3T_5$
75. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_3 + 1,3T_6$
76. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_4 + 1,3T_1$
77. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_4 + 1,3T_2$
78. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_4 + 1,3T_3$
79. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_4 + 1,3T_4$
80. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_4 + 1,3T_5$
81. $1,3D + 1,8M + 1,8TR_4 + 1,3T_6$

Untuk Mooring Dolphin

1. $1,3 D$
2. $1,3 D + 1,8 M$
3. $1,3 D + 1,8 M + EX + 0,3 EY$
4. $1,3 D + 1,8 M + EY + 0,3 EX$

5. $DL + EX$
6. $DL + EY$
7. $DL + MF$
8. $DL + MF + EX + 0,3 EY$
9. $DL + M + EY + 0,3 EX$

Dimana:

- DL = Dead Load (Beban Mati)
 LL = Live Load (Beban Hidup)
 MF = Mooring Force (Beban Tambat)
 BL = Berthing Load (Beban Benturan)
 EQX = Earthquake Load X (Beban Gempa Arah X)
 EQY = Earthquake Load Y (Beban Gempa Arah Y)

3.6 Analisa Gaya Dalam dan Perhitungan Struktur

1. Dari *out put* SAP diperoleh nilai gaya geser (D), momen lentur (M), momen torsi (T), dan nilai gaya aksial (P).
2. Perhitungan struktur untuk beton bertulang menggunakan SRPMB.
3. Perhitungan Plat
 Perhitungan penulangan plat mengacu pada SNI T-12-2004, yang dibedakan menjadi penulangan lentur dan penulangan pembagi pada rumus 2.23 sampai 2.35.
4. Perhitungan Balok
 Perhitungan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2013, selanjutnya gaya yang bekerja pada balok akan didapat dari *out put* SAP dan perhitungan penulangan longitudinal dan geser dilihat pada rumus 2.38 sampai 2.65.
5. Perhitungan Pile Cap

Perhitungan penyaluran tulangan pada pile cap mengacu pada rumus 2.66 sampai 2.70.

6. Perhitungan Pondasi

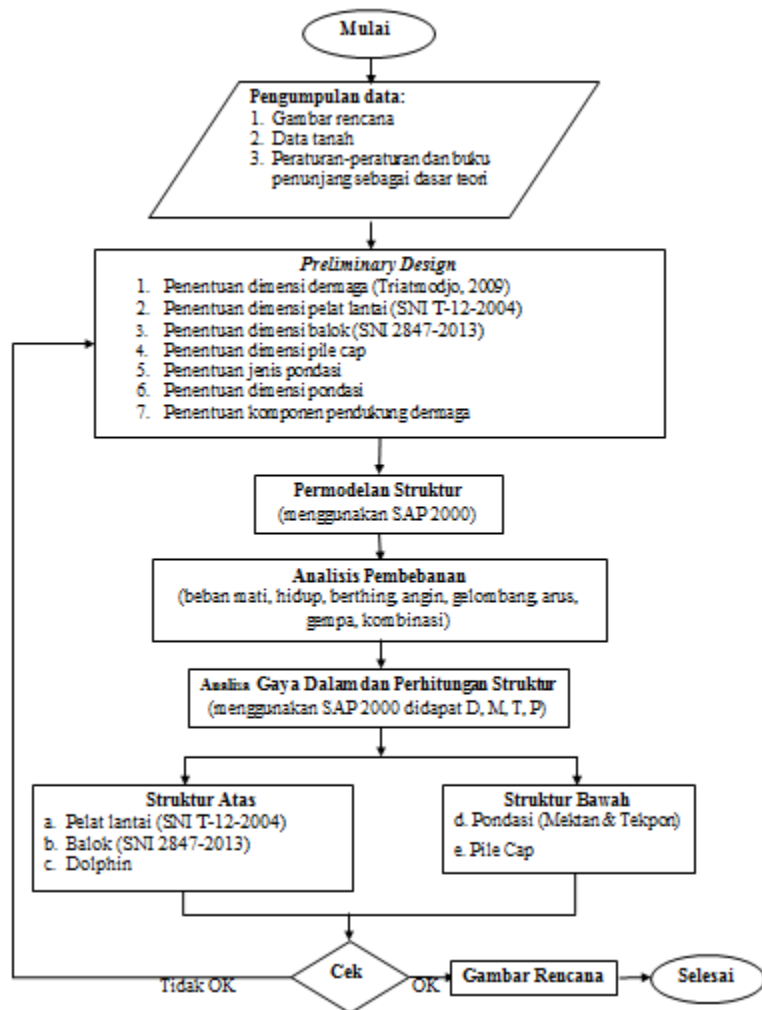
Perhitungan pondasi tiang tunggal serta tiang miring dapat dilihat pada rumus 2.71 sampai 2.81.

3.7 Gambar Rencana

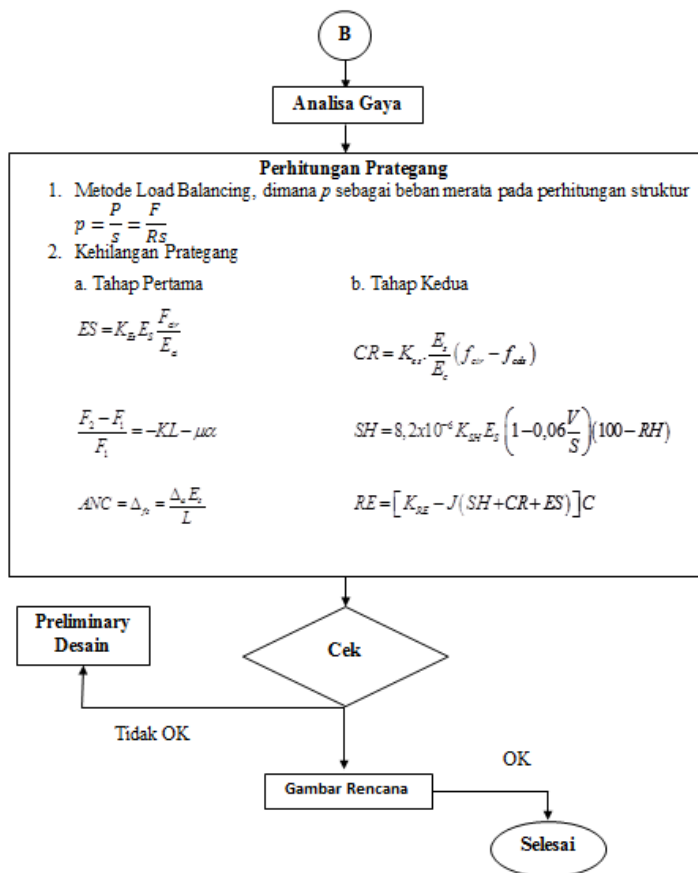
1. Gambar Arsitektur
 - a. Gambar denah
 - b. Gambar tampak
2. Gambar Potongan
 - a. Potongan memanjang
 - b. Potongan melintang
3. Gambar Penulangan
 - a. Gambar penulangan plat
 - b. Gambar penulangan balok
 - c. Gambar penulangan pile cap
4. Gambar Detail
 - a. Gambar detail dolphin
 - b. Gambar detail mooring
 - c. Gambar detail panjang penyaluran pile cap
 - d. Gambar detail pondasi
5. Gambar Struktur
 - a. Gambar dermaga
 - b. Gambar balok
 - c. Gambar pile cap dan pondasi

3.8 Diagram Alir

3.8.1 Diagram Alir Desain Struktur Dermaga



3.8.2 Diagram Alir Beton Prategang



[illegible]

BAB IV

ANALISA DATA

Dalam Tugas Akhir Desain Struktur Dermaga Pracetak untuk PLTU di Kota Baru Kalimantan Selatan Kapasitas Barge 330 Feet ini memerlukan berbagai data meliputi : data angin, data pasang surut sungai, data arus, data kapal dan data parameter tanah. Data-data tersebut diperlukan sebagai dasar perhitungan dan perencanaan dermaga atau fasilitas pendukung lainnya.

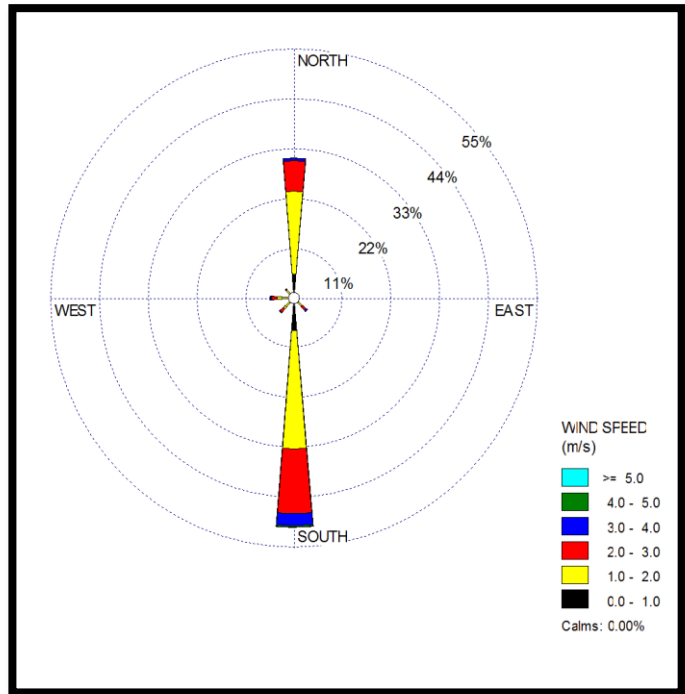
4.1 Data Angin

Data angin yang diperlukan adalah data arah dan kecepatannya. Data ini diperoleh dari konsultan perencanaan proyek pembangunan dermaga sebelumnya. Adapun data-data tersebut seperti yang tercantum pada lampiran mengenai data angin. Lampiran mengenai data angin tersebut bisa diolah menggunakan Aplikasi WRPlot sebagai berikut :

1. Masukkan data angin tiap tahun yang meliputi arah angin berupa^o (derajat) dan kecepatan angin berupa knots.
2. Masukkan data koordinat stasiun angin (titik tempat observasi data angin).
3. Masing-masing arah angin dikelompokkan berdasarkan kecepatannya (0-1 m/det, 1-2 m/det, 2-3 m/det, 3-4 m/det, 4-5 m/det, >5m det) lalu dihitung jumlah kejadiannya.
4. Data angin tersebut juga dikelompokkan berdasarkan prosentase dan arahnya. Prosentase

yang didapat merupakan prosentase arah angin dominan dan kecepatannya.

5. Dari pengelompokan data-data diatas, maka bisa didapat Diagram Wind Rose dari output data yang telah dimasukkan diatas.



Gambar 4.1. Diagram Mawar Angin Pelabuhan Kotabaru dari tahun 2011 – 2015

Dari tabel 4.1 dapat dibuat *Windrose* pada gambar 4.1. Dari *Windrose* tersebut dapat diketahui bahwa arah angin dominan adalah arah S (*South*) dengan prosentase 51% dan kecepatan 3 – 4 m/detik.

4.2 Data Pasang Surut

Data pasang surut adalah data elevasi muka air setempat berdasarkan kedudukan ± 0 mLWS, dimana elevasi muka air yang dibutuhkan merupakan elevasi terendah dan elevasi tertinggi.

Diasumsikan LWL memiliki elevasi $\pm 0,00$ m, sehingga :

HWL : + 2,50 m

MWL : + 1,25 m

LWL : + 0,00 m

Hasil perhitungan diatas digunakan sebagai acuan untuk penentuan elevasi apron dermaga.

4.3 Data Kapal

Kapal yang digunakan dalam desain struktur dermaga ini merupakan barge. Data kapal ditentukan dari panjang barge yaitu 330 *feet* atau setara dengan 13000 DWT (*Dead Weight Tonnage*). Dari parameter ini dapat diketahui dengan melihat tabel acuan dimensi kapal yang terdapat pada katalog (*PACC Offshore Services Holdings Limited (POSH)*).

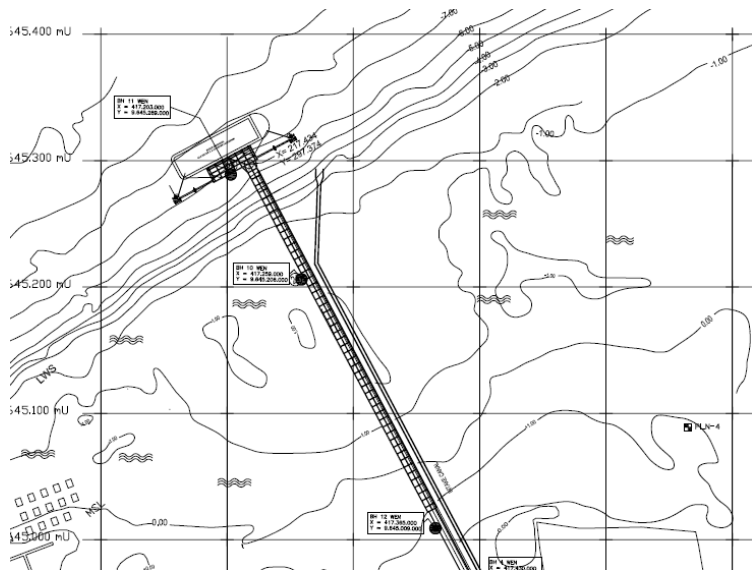
Tabel 4.1. Tabel Dimensi Kapal

DECK/TANK BARGES	DWT (TONS)	DECK STRENGTH	DIMENSIONS (FT)	CLASS	BUILT
Maritime Honour	13,000	20 t/m ²	330 X 120 X 20	ABS	2012
WINPOSH 3301*	12,200	20 t/m ²	330 X 110 X 20	ABS	2007
Maritime Courage	11,000	20 t/m ²	330 X 100 X 20	ABS	2011
Maritime Glory	11,500	15 t/m ²	330 X 100 X 20	ABS	2007
Maritime Pride	11,500	15 t/m ²	330 X 100 X 20	ABS	2007
Maritime Amber	7,500	25 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2015
Maritime Diamond	7,500	25 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2015
Maritime Icon	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2008
Maritime Topaz	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2008
Maritime Faith	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2007
Maritime West	7,700	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2007
Maritime East	8,000	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2004
Maritime Hope*	8,000	15 t/m ²	282 x 90 x 18	ABS	2004
Maritime Falcon	5,400	15 t/m ²	250 X 80 X 16	ABS	2008
Maritime Hawk	5,400	15 t/m ²	250 X 80 X 16	ABS	2008

4.4 Peta Bathymetri

Data Bathymetri merupakan informasi mengenai kontur kedalaman laut yang diukur dari datum tertentu yang digunakan untuk menentukan posisi dermaga. Pemilihan posisi dermaga harus memenuhi kedalaman kolam rencana, jika kedalaman dari peta *bathymetri* tidak ada yang memenuhi dari kedalaman izin kolam rencana, maka diperlukan pengerukan diarea terkait.

Berikut adalah peta *Bathymetri* di pelabuhan Kota Baru dimana elevasi 0,0 m diukur dari posisi *Lower Water Surface* (LWS).



Gambar 4.2. Peta Bathymetri Pelabuhan Kotabaru
Kalimantan Selatan

Kedalaman kolam dermaga izin rencana dapat dilihat berdasarkan kedalaman draft kapal terbesar. Kedalaman draft untuk barge 330 feet adalah 6.1 m, sehingga kedalaman kolam dermaga rencana yang diizinkan adalah :

$$\begin{aligned} H_{\text{izin}} &= (\text{Draft} + 1,5 \text{ m}) \text{ LWS} \\ &= (6,1 \text{ m} + 1,5 \text{ m}) \text{ LWS} \\ &= 7,6 \text{ m LWS} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut maka, kedalaman kolam dermaga dapat diterima berdasarkan peta *bathymetri* tanpa melakukan pengerukan.

4.5 Data Alat

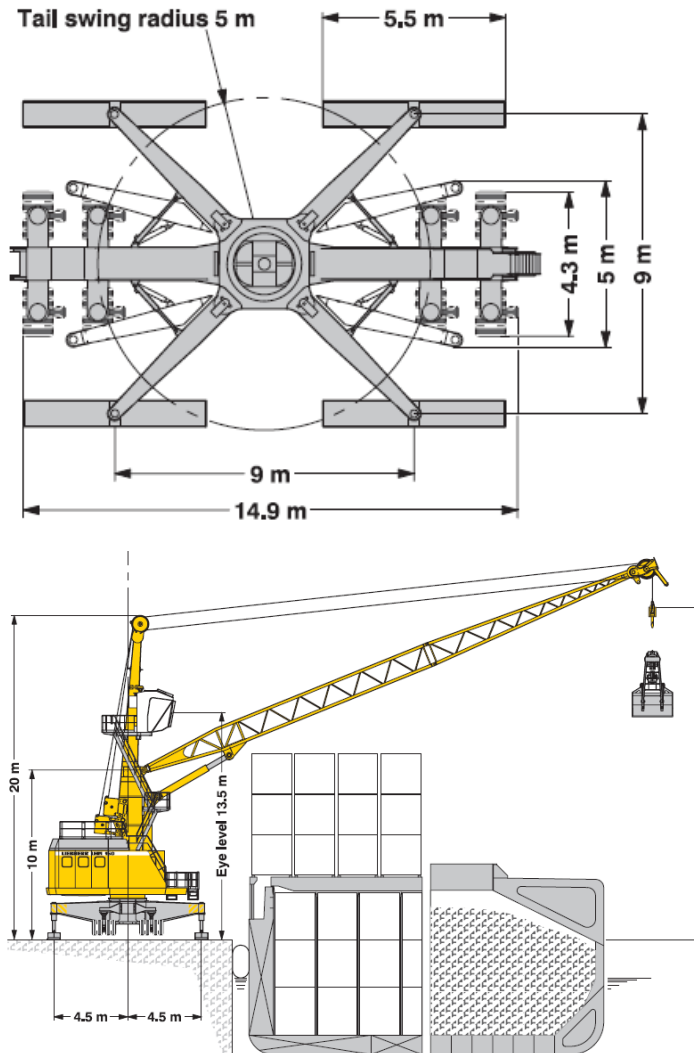
Alat yang digunakan dalam perencanaan dermaga PLTU adalah *Harbour Mobile Craine* (HMC) LHM 150. Alat ini dapat digunakan untuk bongkar muat material batu bara dengan menggunakan alat banyu semacam bucket khusus. Spesifikasi HMC LHM 150 yang dipakai ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.2. Marine Loading Arm Emco Wheaton

Capacities		Quay load arrangements	
Standard operation	40 t	Uniformly Distributed Load	1.2 t/m ²
		Max. load per tyre	4.8 t
Main dimensions		Due to its unique travelling and supporting system, the parameters of the undercarriage (pad sizes, supporting base and number of axle sets) can easily be adapted to comply with the most stringent quay load restrictions.	
Min to max. outreach	6.5 – 32 m		
Height of boom fulcrum	10.0 m		
Tower cabin height (eye level)	13.5 m		
Hoisting heights		Weights	
Above quay at minimum radius	34 m	Weight of the crane	114 t
Above quay at maximum radius	18 m	Counterweight	30 t
Below quay	15 m	Total weight of the crane	approx. 144 t
Working speeds		Propping arrangements	
Hoisting / lowering	0 – 70 m/min	Standard supporting base	9 m x 9 m
Slewing	0 – 1.5 rpm	Standard pad dimension	4x 5.5 m x 0.8 m
Luffing	0 – 50 m/min		
Travelling	0 – 90 m/min		

(Sumber : harbour.mobile.crane@lwn.liebherr.com)

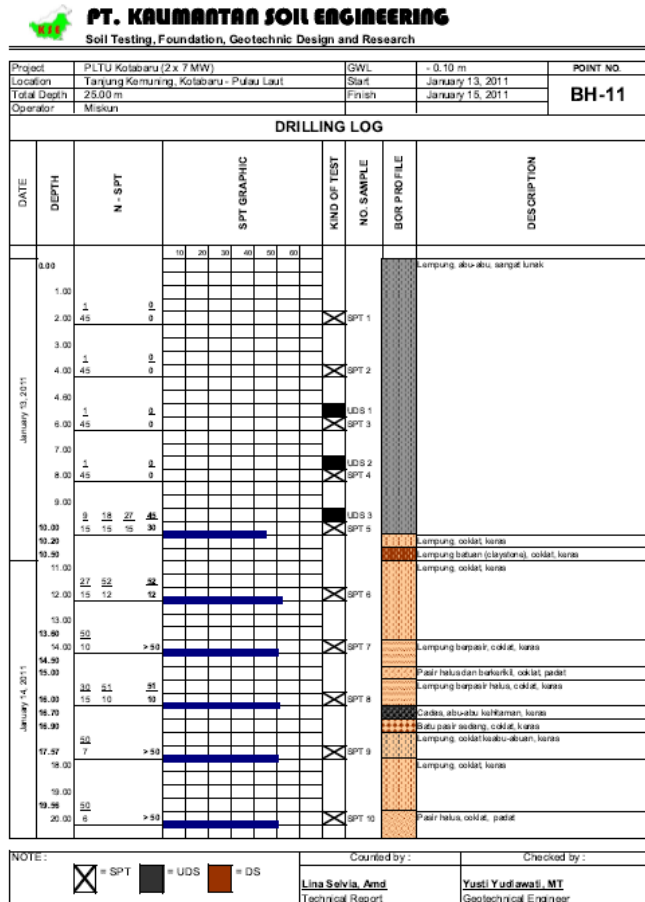
Berikut adalah gambar dari HMC LHM 150 tersebut:



Gambar 4.3. HMC LHM 150

4.6 Data Tanah

Dalam perencanaan struktur dermaga ini dibutuhkan data tanah berupa hasil uji test SPT, data tersebut digunakan untuk perencanaan pondasi. Berikut adalah data tanah yang dibutuhkan:







Gambar 4.4 Data tanah dermaga dan trestle



PT. KALIMANTAN SOIL ENGINEERING

Soil Testing, Foundation, Geotechnic Design and Research

Project	PLTU Kolabatu (2 x 7 MW)	GWL	- 0.10 m	Point No.
Location	Tanjung Kemuning, Kolabatu - Pulau Laut	Start	January 13, 2011	
Total Depth	25.00 m	Finish	January 15, 2011	BH-11
Operator	Miskun			

DRILLING LOG							
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DESCRIPTION
			10 20 30 40 50 60				
January 15, 2011	20.00						Pada helix, corat, padat
	21.00						
	22.00	10	> 50		X SPT 11		
	23.00						Lampung, corat, keras
	24.00						
	25.00	> 50					END OF THIS BORING

Gambar 4.5 Data tanah dermaga dan trestle


PT. KALIMANTAN SOIL ENGINEERING

Soil Testing, Foundation, Geotechnic Design and Research

Project	PLTU Kolabaru (2 x 7 MW)	GWL	- 0.00 m	POINT NO.
Location	Tanjung Kemuning, Kolabaru - Pulau Laut	Start	January 10, 2011	BH-10
Total Depth	25.00 m	Finish	January 12, 2011	
Operator	Miskun			

DRILLING LOG						
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	DESCRIPTION
January 10, 2011	0.00		10 20 30 40 50 60			
	1.00					Pass berlumpur berbatu karang, abu-abu, sangat lepas
	2.00	1 45	5 0	UDS 1 SPT 1		Lumpur red/klit karang, abu-abu, lunak
	3.00					Lumpur berpasir, abu-abu, sangat lunak
	4.00	1 2 3 10 15 15 15 30		UDS 2 SPT 2		Abu karang, putih, keras
	5.00					
	6.00	53 13	> 50	SPT 3		Karang batuan lunak, keras
	7.00					Lumpur batuan (daystone), coklat, keras
	8.00	51 7	> 50	SPT 4		Lumpur, coklat, keras
	9.00					
January 11, 2011	10.00	50 6	> 50	SPT 5		Abu pasir halus carbonatan, coklat, keras
	11.00					
	12.00	52 9	> 50	SPT 6		Lumpur, coklat, keras
	13.00					
	14.00	50 5	> 50	SPT 7		
	15.00					
	16.00	54 14	> 50	SPT 8		Pass halus, abu-abu, padat
	17.00					Lumpur, coklat, keras
	18.00	51 8	> 50	SPT 9		
	19.00					
	19.50	50 16	> 50	SPT 10		Lumpur, coklat kehitaman, keras
	20.00					Lumpur, coklat, sangat keras

NOTE :		Counted by :		Checked by :	
	= SPT		= UDS		= DS
Lina Selvia, Amd		Yusti Yudiawati, MT			
Technical Report		Geotechnical Engineer			

Gambar 4.6 Data tanah dermaga dan trestle


PT. KALIMANTAN SOIL ENGINEERING
 Soil Testing, Foundation, Geotechnic Design and Research

Project	PLTU Kolabaru (2x 7 MW)	GWL	- 0.00 m	Point No.
Location	Tanjung Kemuning, Kolabaru - Pulau Laut	Start	January 10, 2011	BH-10
Total Depth	25.00 m	Finish	January 12, 2011	
Operator	Miskun			

DRILLING LOG						
DATE	DEPTH	N - SPT	SPT GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	DESCRIPTION
January 12, 2011	20.00		10 20 30 40 50 60			Lumpur, coklat, sangat keras
	21.00					
	22.00	> 50				
	23.00					
	24.00	> 50				Lumpur, coklat kehitaman, sangat keras
	25.00					END OF THIS BORING

Catatan :
 Pada bagian tidak dilakukan pengujian SPT, karena secara visual sudah merupakan batuan sangat keras yang tidak dapat ditembus oleh Shore SPT.

NOTE :	= SPT	= UDS	= DS	Counted by :	Checked by :
				Lina Selvia, Amd Technical Report	Yusti Yudiawati, MT Geotechnical Engineer

Gambar 4.7 Data tanah dermaga dan trestle

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB V

PRELIMINARY DESIGN

5.1 Dimensi Dermaga

5.1.1 Ketinggian Lantai Dermaga

Untuk menentukan tinggi dari lantai dermaga dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\text{tinggi lantai} = \text{HWL} + \text{taraf dermaga}$$

dimana:

$$\begin{aligned}\text{HWL} &= H - D \\ &= 6,10 \text{ m} - 5 \text{ m} \\ &= 1 \text{ m dari LWS}\end{aligned}$$

keterangan :

HWL = High Water Level

H = tinggi kapal

D = draft maksimum

Taraf dermaga = 0,5 – 1,5 (digunakan 1,5)

maka:

$$\begin{aligned}\text{tinggi lantai} &= \text{HWL} + \text{taraf dermaga} \\ &= 1 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \\ &= 2,5 \text{ m dari LWS}\end{aligned}$$

5.1.2 Panjang Dermaga

Untuk menentukan panjang dermaga dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$L_p = n \quad L_{oa} + (n - 1) \quad 15 + 50$$

$$= 1 \cdot 100,58 \text{ m} + (1 - 1) 15 \text{ m} + 50 \text{ m} = 150,58 \text{ m}$$

Keterangan:

L_p = panjang dermaga

n = jumlah kapal yang ditambat = 1

Loa = panjang kapal yang ditambat = 100,58 m

Dermaga direncanakan menggunakan mooring dolphin. Maka, panjang dermaga (L_p) rencana adalah 51,4 m.

5.1.3 Kedalaman Dermaga

Untuk menentukan kedalaman dermaga dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman dermaga} &= D + \text{clearance} \\ &= 5,10 \text{ m} + 1 \text{ m} \\ &= 6,10 \text{ m} \end{aligned}$$

keterangan:

D = draft maksimum

Jarak aman (clearance) = 0,80 – 1,00 (digunakan 1 m)

Namun, dermaga direncanakan dengan kedalaman minimum yaitu 8 meter dari LWS.

5.1.4 Lebar Dermaga

Lebar dermaga (apron) biasanya berukuran antara 15 m – 25 m (Triatmodjo, Pelabuhan : 2009). Pada desain struktur dermaga Kotabaru ini direncanakan lebar dermaga yaitu 18 m.

5.1.5 Panjang Tiang Pancang

Untuk menentukan panjang tiang pancang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$L = \text{tinggi lantai dermaga} + \text{kedalaman dermaga} + \text{kedalaman lumpur} + l_m - \text{poer}$$

diketahui:

$$\text{Poer} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman lumpur} = 10 \text{ m}$$

$$L_m = 14 \text{ m (dari daya dukung tanah)}$$

maka:

$$\begin{aligned} L &= \text{kedalaman dermaga} + \text{kedalaman lumpur} + l_m \\ &\quad - \text{poer} \\ &= 8 \text{ m} + 10 \text{ m} + 14 \text{ m} - 2 \text{ m} \\ &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

5.2 Fender

Untuk menentukan dimensi fender, perlu diketahui data-data sebagai berikut:

- Berthing angle (θ) = 15°
- Kecepatan kapal (V_s) = 0,15 m/s
- C_s = 1
- Safety factor ($SF = E$) = 1
- Moulded breath (B) = 36,58 m
- Length between perpendiculars (L_{pp}) = 100,58 m
- Draft (D) = 5,10 m

- Φ = 70°
- M = 36,9 m
- berat kapal (DWT)
T = 13000
- tinggi kapal (H) = 6,10 m
- null draft ($\frac{1}{3} D$) = 1,70 m

Untuk menentukan besar gaya sandar, dapat dihitung dengan persamaan-persamaan berikut:

Persamaan 1

$$E = \frac{(W_1 + W_2) \times V^2 \times K}{2g}$$

Persamaan 2

$$E = \frac{W \times V_n^2 \times C_E \times C_H \times C_s \times C_c}{2g}$$

Persamaan 3

$$E = \frac{W_1 \times V^2 \times C_M \times C_E \times C_s}{2g}$$

dimana:

- E = energi tambat efektif (ton-m)
- W_1 = berat yang dipindahkan (ton)
- W_2 = beban tambahan (ton)
- V = kecepatan tambat (m/s)
- g = percepatan gravitasi (9,8m/s²)
- K = faktor eksentrisitas
- W = perpindahan (long ton)

V_n	=	kecepatan transisi normal ke dermaga (m/s)
C_U	=	koefisien hidrodinamik
C_S	=	koefisien kelunakan (0,9)
C_C	=	koefisien konfigurasi ($\pm 0,8 - 1,0$)
C_E	=	faktor eksentrisitas ($\pm 0,5$)
C_M	=	faktor massa ($\pm 1,3$)

Maka:

- C_E (Eccentricity factor)

$$C_E = \frac{r^2 + m^2 \cos^2 \phi}{r^2 + m^2}$$

dimana:

$$\begin{aligned}
 r &= \text{jari-jari girasi} \\
 &= (0,19 C_b + 0,11) L_{pp} \\
 &= (0,19 \times 0,68 + 0,11) 100,58 \\
 &= 23,98 \text{ m}
 \end{aligned}$$

C_b = block coefficient

$$\begin{aligned}
 &= \frac{V}{L_{pp} \times B \times D} \\
 &= \frac{12682,93 \text{ m}^3}{100,58 \times 36,58 \times 5,10} \\
 &= 0,68
 \end{aligned}$$

V = volume of water displaced by the vessel (m^3)

$$= \frac{DWT}{\gamma_{ws}} = \frac{13000}{1,025} = 12682,93 \text{ m}^3$$

$$C_E = \frac{r^2 + m^2 \cos^2 \phi}{r^2 + m^2} = \frac{(23,98^2 + 36,9^2 \cos^2 70)}{23,98^2 + 36,9^2} = 0,38$$

$$C_E = 0,38 \approx 0,50$$

- C_H (Hydrodynamic Coefficient)

$$C_H = 1 + \frac{2D}{B} = 1 + \frac{2 \times 5,10}{36,58} = 1,28$$

- $W_1 = \frac{4}{3} \times DWT = \frac{4}{3} \times 13000 = 17333,33 \text{ T}$

- $W_2 = \frac{\pi}{4} \times L \times D^2 \times \gamma_w = \frac{3,14}{4} \times 100,58 \times 5,10^2 \times 1,025 = 2106,4 \text{ T}$

- C_M (Mass Factor)

$$C_M = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \times \frac{D}{B} = 1 + \frac{3,14}{2 \times 0,68} \times \frac{5,10}{36,58} = 1,32$$

Berdasarkan variabel-variabel yang telah diketahui di atas, dapat ditentukan energi tambat yaitu:

Persamaan 1

$$E = \frac{(W_1 + W_2) \times V^2 \times K}{2g}$$

$$E = \frac{(17333,33 + 2106,04) \times 0,15^2 \times 0,5}{2 \times 9,8}$$

$$E = 11,16 \text{ Ton m}$$

Persamaan 2

$$E = \frac{W \times V_n^2 \times C_E \times C_H \times C_s \times C_c}{2g}$$

$$E = \frac{(17333,33 + 2106,04) \times 0,15^2 \times 0,50 \times 1,28 \times 1 \times 1}{2 \times 9,8}$$

$$E = 10,82 \text{ Ton m}$$

Persamaan 3

$$E = \frac{W_1 \times V^2 \times C_M \times C_E \times C_s}{2g}$$

$$E = \frac{17333,33 \times 0,15^2 \times 1,32 \times 0,68 \times 1}{2 \times 9,8}$$

$$E = 9,99 \text{ Ton m}$$

Berthing energy yang menentukan adalah yang paling maksimal yaitu $E = 11,16 \text{ Ton m}$.

Berdasarkan perhitungan tersebut, digunakan rubber fender dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Rubber fender SM (M2) 800H x 1500L
- E (deflection 50%) = 27,2 Ton m
- R (deflection 50%) = 86,9 Ton

Kondisi saat kapal menyentuh seluruh bagian fender(bidang sentuh kapal 100%), maka terdapat reaksi sebesar:

$$R = \frac{1}{100\%} \times \frac{E}{E} \times R$$

$$R = \frac{1}{100\%} \times \frac{11,16}{27,2} \times 86,9 = 35,65 \text{ Ton}$$

Kondisi saat kapal menyentuh sebagian bagian fender (bidang sentuh kapal 80%), maka terdapat reaksi sebesar:

$$R = \frac{1}{80\%} \times \frac{E}{E} \times R$$

$$R = \frac{1}{80\%} \times \frac{11,16}{27,2} \times 86,9 = 44,56 \text{ Ton}$$

5.3 Mooring

Gaya tarikan atau benturan yang terjadi pada dermaga akibat beban angin maupun arus yang menabrak badan kapal disalurkan melalui fasilitas tambat berupa bollard atau mooring. Untuk merencanakan bollard atau mooring, diperlukan data-data sebagai berikut:

- Kecepatan angin (V_a) = 144 km/jam (arah selatan)
= 100 kg/m²
- Kecepatan arus (V_{ar}) = 0,75 m/s
- Panjang kapal (L_{pp}) = 100,58 m
- Draft maksimum (D) = 5,1 m
- Null draft = 1,70 m
- Tinggi kapal (H) = 6,10 m
- Lebar kapal (b) = 36 m
- Dominant wind direction = 180°

5.3.1 Beban Angin

Gaya tarikan pada dermaga disebabkan jika angin berhembus dari daratan ke arah laut. Sedangkan gaya benturan terjadi jika angin berhembus dari arah laut ke daratan.

$$R_w = 0,8 \times Q_A \times A_w$$

dimana:

R_w = beban angin

Q_a = gaya tekan angin
 $= 100 \text{ kg/m}^2$

A_w = luasan yang terkena angin
 $= \text{tinggi kapal} \times \text{panjang kapal}$
 $= 100,58 \text{ m} \times 6,1 \text{ m}$
 $= 613,538 \text{ m}^2$

maka, beban angin yang terjadi adalah:

$$R_w = 0,8 \times Q_A \times A_w$$

$$R_w = 0,8 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 613,538 \text{ m}^2$$

$$R_w = 49083 \text{ kg} = 49,1 \text{ ton}$$

5.3.2 Beban Arus

Sama halnya angin, arus yang bekerja pada bagian draft kapal yang berada dalam perairan juga memberikan beban berupa gaya tarikan atau dorongan ke kapal. Gaya tersebut dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$R_f = 0,14 \times \rho \times V^2 \times S$$

dimana:

R_f = gaya akibat arus (kg)

S = luas tamapang kapal yang terendam
 $= \text{lebar kapal} \times \text{bagian kapal yang terendam air}$
 $= 5,10 \text{ m} \times 36 \text{ m}$
 $= 183,6 \text{ m}^2$

ρ = rapat massa air laut = $104,5 \text{ kg.det}^2/\text{m}^4$

V = kecepatan arus (m/s)

Maka, beban arus yang terjadi adalah:

$$R_f = 0,14 \times \rho \times V^2 \times s$$

$$R_f = 0,14 \times 104,5 \times 0,75^2 \times 183,6$$

$$R_f = 14806,9 \text{ kg} = 14,8 \text{ ton}$$

Berdasarkan perhitungan pembebanan di atas, beban total yang terjadi adalah:

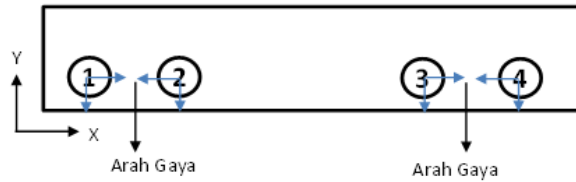
$$\begin{aligned} R_r &= \sqrt{R_w^2 + R_f^2} \\ &= \sqrt{49,1^2 + 14,8^2} \\ &= 51,3 \text{ ton} \end{aligned}$$

Direncanakan, bollard dengan kapasitas 20 ton untuk satu bollard. Maka, jumlah bollard minimal yang dibutuhkan adalah:

$$n = \frac{R_r}{\text{kapasitas bollard}} = \frac{51,3 \text{ ton}}{20} = 2,56 \approx 3$$

Beban yang menentukan untuk perencanaan bollard adalah resultan beban dari beban angin dan beban arus sebesar $R = 51300 \text{ kg}$. Maka, direncanakan bollard atau mooring sebagai berikut:

- Jumlah bollard yang bekerja (n) = 4
- Gaya pada setiap bollard $= \frac{R}{n} = \frac{51300 \text{ kg}}{4} = 12825 \text{ kg}$
- Sudut tali bollard (α) = 80°



Gambar 5.1 Arah gaya bollard

Berikut adalah besaran gaya yang terjadi pada setiap bollard, yaitu:

Arah Gaya X

$$\begin{aligned}\text{Bollard 1} = \text{Bollard 3} &= \sin \alpha \times \text{gaya pada bollard} \\ &= \sin 80^\circ \times 12825 \text{ kg} \\ &= 12630,16 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Bollard 2} = \text{Bollard 4} &= -\sin \alpha \times \text{gaya pada bollard} \\ &= -\sin 45^\circ \times 12825 \text{ kg} \\ &= -12630,16 \text{ kg}\end{aligned}$$

Arah Gaya Y

$$\begin{aligned}\text{Bollard 1} = \text{Bollard 2} = \text{Bollard 3} = \text{Bollard 4} \\ &= -\cos \alpha \times \text{gaya pada bollard} \\ &= -\cos 80^\circ \times 12825 \text{ kg} \\ &= -2227,04 \text{ kg}\end{aligned}$$

5.4 Plat

Untuk menentukan tebal plat minimum pada dermaga, digunakan perhitungan geser pons dengan metode trial and error. Diketahui data-data sebagai berikut:

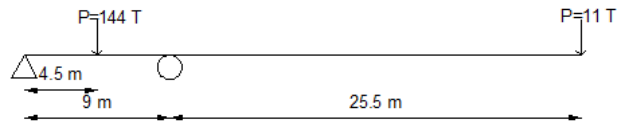
- Lebar plat (b_{plat}) = 4000 mm
- Panjang plat (L_{plat}) = 6000 mm
- Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa
- Modulus elastis beton (E_c)

$$= 4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

Dalam perhitungan perencanaan tebal plat minimum untuk dermaga, terdapat 2 kondisi untuk tapak crane.

Kondisi 1

Kondisi ini merupakan kondisi dimana lengan crane berada tegak lurus dengan tapak crane. Hal ini menyebabkan salah satu sisi pada tapak crane memiliki beban yang dominan terhadap plat.

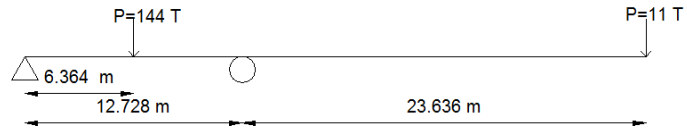


Gambar 5.2 Perhitungan momen pada crane kondisi 1

$$\begin{aligned}\sum M_a &= 0 \\ 0 &= (11 \times 34,5) - (V_b \times 9) + (144 \times 4,5) \\ 9V_b &= 1027,5 \text{ T} \\ V_b &= 114,167 \text{ T (untuk 2 tapak crane)} \\ V_a &= 40,833 \text{ T (untuk 2 tapak crane)}\end{aligned}$$

Kondisi 2

Kondisi ini merupakan kondisi dimana lengan crane berada 45° dengan tapak crane. Hal ini menyebabkan salah satu tapak crane memiliki beban yang lebih dominan terhadap plat.



Gambar 5.3 Perhitungan momen pada crane kondisi 2

$$\sum M_a = 0$$

$$0 = (-V_b \times 12,728) + (144 \times 6,363) + (11 \times 36,364)$$

$$12,728 V_b = 1316,42 \text{ T}$$

$$V_b = 103,427 \text{ T (untuk 1 tapak crane)}$$

$$V_a = 51,573 \text{ T (untuk 1 tapak crane)}$$

Berdasarkan 2 kondisi tersebut, yang menentukan adalah V_b pada kondisi 2 yaitu 103,427 Ton.

Perencanaan tebal minimum plat dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$V < V = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b d$$

Direncanakan tebal plat:

$$h_{\text{plat}} = 750 \text{ mm (trial and error)}$$

maka:

$$V < V = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b d$$

$$V < V = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} (b_{\text{tapak}} + h_{\text{plat}}) h_{\text{plat}}$$

$$1034270 \text{ kN} < V = \frac{1}{6} \sqrt{30} (800 + 750) 750$$

$$1034270 \text{ kN} < 1061212 \text{ kN} \quad (\text{OKE})$$

Maka, digunakan tebal pelat adalah 750 mm.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB VI

PERHITUNGAN STRUKTUR

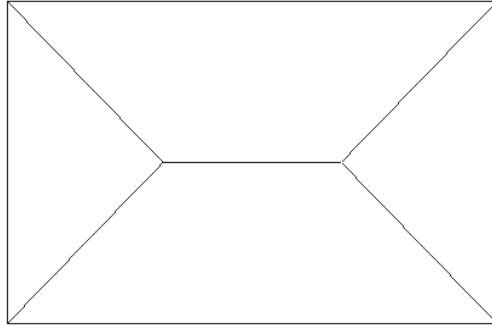
6.1 Balok

Direncanakan balok dermaga dengan data-data sebagai berikut:

Lebar balok komposit	$b_{\text{balok komposit}}$	= 500 mm
Tinggi balok komposit	$h_{\text{balok komposit}}$	= 1500 mm
Lebar balok pracetak	$b_{\text{balok pracetak}}$	= 500 mm
Tinggi balok pracetak	$h_{\text{balok pracetak}}$	= 750 mm
Tebal plat	h_{plat}	= 750 mm
Mutu beton	f_c	= 30 MPa
Mutu tulangan	f_y	= 390 Mpa
Berat jenis beton	BJ	= 2400 kg/m ³
Decking		= 120 mm
Beban pekerja	P	= 200 kg
sengkang		= D-13
tulangan		= D-25

maka:

- Tinggi efektif balok komposit
 $d = \text{tinggi efektif balok komposit}$
 $= 1500 \text{ mm} - 120 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (1/2.25 \text{ mm})$
 $= 1354,5 \text{ mm}$
- Tinggi efektif halm beam
 $d = \text{tinggi efektif balok komposit}$
 $= 750 \text{ mm} - 120 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (1/2.25 \text{ mm})$
 $= 604,5 \text{ mm}$



Gambar 6.1 Distribusi penyebaran beban pada balok

6.1.1 Balok Memanjang

- Panjang balok
 $L = 6000 \text{ mm}$
- Perhitungan beban pada balok

Beban mati (q_D)

- Berat sendiri balok

$$= b \times h \times BJ = 1,5 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 1800 \text{ kg/m}$$
- Berat plat 2 trapesium

$$= 2 \times \text{luas trapesium} \times h \times BJ / L$$

$$= 2 \times 6,5625 \text{ m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 / 6 \text{ m}$$

$$= 2756,25 \text{ kg/m}$$
- Beban total

$$= 1800 \text{ kg/m} + 2756,25 \text{ kg/m}$$

$$= 4556,25 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_L)

- Beban pekerja

$$= \text{beban pekerja} \times 1 \text{ plat}$$

$$= 200 \text{ kg} \times 0,35 \text{ m}$$

$$= 700 \text{ kg/m}$$

Beban dan Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,3 q_D + 1,8 q_L \\
 &= 1,3 \times 4556,25 + 1,8 \times 700 \\
 &= 8719 \text{ kg/m} \\
 M_u &= 1/8 q_u L^2 \\
 &= 1/8 \times 8719 \text{ kg/m} \times (6 \text{ m})^2 \\
 &= 39234,375 \text{ kgm} \\
 &= 392343750 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Balok Pracetak

Direncanakan balok pracetak dengan menggunakan tulangan 5D25, maka:

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 5 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot (25 \text{ mm})^2 \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2 \\
 T &= A_s \cdot f_y \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 957204,012 \text{ N} \\
 a &= T / (0,85 \cdot f_c \cdot b) \\
 &= 957204,012 / (0,85 \times 30 \times 500) \\
 &= 75,075 \text{ mm} \\
 M_u &= 0,85 \cdot T \cdot (d - a/2) \\
 &= 0,85 \cdot 957204,012 \cdot (604,5 - 75,075/2) \\
 &= 461294033,95 \text{ Nmm} > 392343750 \text{ Nmm} \\
 &\text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

- Balok Komposit

Direncanakan balok komposit dengan menggunakan tulangan 5D25, maka:

$$\begin{aligned}
 M &= 653733790 \text{ Nmm (output SAP 2000)} \\
 A_s &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 5 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot (25 \text{ mm})^2 \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \cdot f_y \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 957204,012 \text{ N} \\
 a &= T / (0,85 \cdot f_c \cdot b) \\
 &= 957204,012 / (0,85 \times 30 \times 500) \\
 &= 75,075 \text{ mm} \\
 M_u &= 0,85 \cdot T \cdot (d - a/2) \\
 &= 0,85 \cdot 957204,012 \cdot (1354,5 - 75,075/2) \\
 &= 1071511591,37 \text{ Nmm} > 653733790 \text{ Nmm} \\
 &\quad (\text{OKE})
 \end{aligned}$$

6.1.2 Balok Melintang

- Panjang balok
 $L = 4000 \text{ mm}$
- Perhitungan beban pada balok

Beban mati (q_D)

- Berat sendiri balok
 $= b \times h \times BJ = 1,5 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 1800 \text{ kg/m}$
- Berat plat 2 trapesium
 $= 2 \times \text{luas trapesium} \times h \times BJ / L$
 $= 2 \times 6,5625 \text{ m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 / 6 \text{ m}$
 $= 2756,25 \text{ kg/m}$
- Beban total
 $= 1800 \text{ kg/m} + 2756,25 \text{ kg/m}$
 $= 4556,25 \text{ kg/m}$

Beban Hidup (q_L)

- Beban pekerja
 $= \text{beban pekerja} \times \text{l plat}$
 $= 200 \text{ kg} \times 0,35 \text{ m}$
 $= 700 \text{ kg/m}$

Beban dan Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,3 q_D + 1,8 q_L \\
 &= 1,3 \times 4556,25 + 1,8 \times 700 \\
 &= 8719 \text{ kg/m} \\
 M_u &= 1/8 q_u L^2 \\
 &= 1/8 \times 8719 \text{ kg/m} \times (4 \text{ m})^2 \\
 &= 14366,25 \text{ kgm} \\
 &= 143662500 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Balok Pracetak

Direncanakan balok pracetak dengan menggunakan tulangan 5D25, maka:

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 5 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot (25 \text{ mm})^2 \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2 \\
 T &= A_s \cdot f_y \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 957204,012 \text{ N} \\
 a &= T / (0,85 \cdot f_c \cdot b) \\
 &= 957204,012 / (0,85 \times 30 \times 500) \\
 &= 75,075 \text{ mm} \\
 M_u &= 0,85 \cdot T \cdot (d - a/2) \\
 &= 0,85 \cdot 957204,012 \cdot (604,5 - 75,075/2) \\
 &= 461294033,95 \text{ Nmm} > 143662500 \text{ Nmm} \\
 &\text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

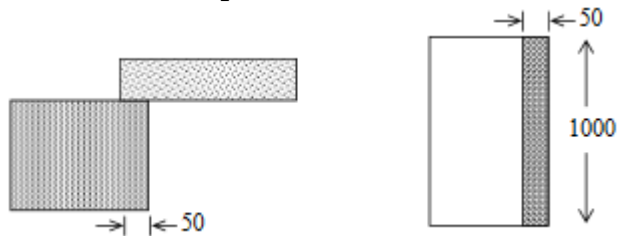
- Balok Komposit

Direncanakan balok komposit dengan menggunakan tulangan 5D25, maka:

$$\begin{aligned}
 M &= 876619252 \text{ Nmm (output SAP 2000)} \\
 A_s &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 5 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot (25 \text{ mm})^2 \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \cdot f_y \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 957204,012 \text{ N} \\
 a &= T / (0,85 \cdot f_c \cdot b) \\
 &= 957204,012 / (0,85 \times 30 \times 500) \\
 &= 75,075 \text{ mm} \\
 M_u &= 0,85 \cdot T \cdot (d - a/2) \\
 &= 0,85 \cdot 957204,012 \cdot (1354,5 - 75,075/2) \\
 &= 1071511591,37 \text{ Nmm} > 876619252 \text{ Nmm} \\
 &\text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

6.1.3 Perencanaan Tumpuan



Gambar 6. 2 Balok sebagai tumpuan

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \text{luas tumpuan (per meter panjang tumpuan} \\
 &\quad \text{pada balok)} \\
 &= 1000 \times 50 \\
 &= 50000 \text{ mm}^2 \\
 B_n &= \text{kekuatan nominal tumpuan (per meter} \\
 &\quad \text{panjang)} \\
 &= 0,85 \times f_c \times A_1 \\
 &= 0,85 \times 30 \times 50000 \\
 &= 1275000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan pembebanan:

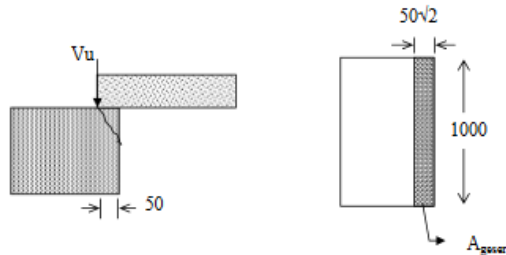
$$\begin{aligned}
 q_D &= \text{beban mati} \\
 &= 2,4 \times \text{tpelat} \times 0,5 \text{ bentang} \\
 &= 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 0,75 \text{ m} \times 2 \text{ m} \\
 &= 3,6 \text{ ton/m} \\
 q_L &= \text{beban hidup pekerja} \times \text{lpelat} \\
 &= 0,2 \text{ ton/m}^2 \times 3,5 \text{ m} \\
 &= 0,70 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 1,3 q_D + 1,8 q_L \\
 &= (1,3 \times 3,6 \text{ ton/m}) + (1,8 \times 0,70 \text{ ton/m}) \\
 &= 5,94 \text{ ton/m} \\
 V_u &= 1 \text{ m} \times q_u \\
 &= 5,94 \text{ ton} \\
 B_u &= V_u \\
 &= 59400 \text{ N} < B_n = 1275000 \text{ N (OKE)}
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan pada tumpuan:

Syarat: $\sigma_c < 0,30 f'_c = 7,92 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= B_u / A_1 \\
 &= 59400 \text{ N} / 50000 \\
 &= 1,188 \text{ Mpa} < 7,92 \text{ Mpa (OKE)}
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan geser pada tumpuan:



Gambar 6. 3 Tegangan geser pada tumpuan

$$\begin{aligned}
 T_p &= \text{tegangan geser ijin pons beton tanpa tulangan} \\
 &= 0,65 \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,65 \sqrt{30} \\
 &= 3,56 \text{ Mpa} \\
 V &= \text{tegangan geser pada tumpuan} \\
 &= V_u / A_{\text{geser}} \\
 &= 59400 \text{ N} / (1000 \times 50 \sqrt{2}) \\
 &= 0,84 \text{ Mpa} < T_p = 3,56 \text{ MPa (OKE)}
 \end{aligned}$$

6.2 Perencanaan Balok Fender

Direncanakan balok fender dengan data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_w &= 3800 \text{ mm} \\
 h &= 500 \text{ mm} \\
 c &= 100 \text{ mm} \\
 d &= h - c \\
 &= 500 \text{ mm} - 100 \text{ mm} \\
 &= 400 \text{ mm} \\
 a &= b_w / 2 \\
 &= 3800 \text{ mm} : 2 \\
 &= 1900 \text{ mm} \\
 \lambda &= 1 \\
 \mu &= 1,4 \quad \lambda = 1,4
 \end{aligned}$$

Dimensi fender:

$$\begin{aligned}
 h &= 1,5 \text{ m} \\
 b &= 0,80 \text{ m} \\
 f_c' &= 30 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 \phi &= 0,75 \\
 R &= \text{reaksi fender (44,56 Ton)} \\
 &= 44,56 \text{ ton} : 1,5 \text{ m} \\
 &= 29,71 \text{ ton/m} \\
 V_u &= 2 (R \times h) \\
 &= 2 (29,71 \text{ ton/m} \times 1,5 \text{ m}) \\
 &= 89,12 \text{ ton} \\
 V_n &= V_u / \phi \\
 &= 89,12 \text{ ton} / 0,75 \\
 &= 118,83 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kontrol dimensi:

$$\begin{aligned}
 V_n &\leq 0,2 \times \sqrt{f_c}' \times b_w \times d \\
 1188300 \text{ N} &\leq 0,2 \times \sqrt{30} \times 3800 \times 400 \\
 1188300 \text{ N} &\leq 1665076,58 \text{ N (OKE)}
 \end{aligned}$$

Penulangan geser:

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= V_u / (\phi \times f_y \times \mu) \\
 &= 891200 / (0,75 \times 390 \times 1,4) \\
 &= 2176,31 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Momen:

$$\begin{aligned}
 N_{uc} &= 2 \times (0,2 V_u) \\
 &= 2 \times (0,2 \times 891200) \\
 &= 356480 \text{ N} \\
 M_u &= V_u \times a + N_u (h - d) \\
 &= 891200 \times 1900 + 356480 (500 - 400) \\
 &= 1728928000 \text{ Nmm} \\
 A_f &= M_u / (0,85 \times \phi \times f_y \times d) \\
 &= 1728928000 / (0,85 \times 0,75 \times 390 \times 400)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 17384,9 \text{ mm}^2 \\
 A_n &= N_{uc} / (\phi \times f_y) \\
 &= 356489 / (0,75 \times 390) \\
 &= 1218,74 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan tarik:

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= A_f + A_n \\
 &= 17384,9 \text{ mm}^2 + 1218,74 \text{ mm}^2 \\
 &= 18603,64 \text{ mm}^2 \\
 A_{s2} &= 2/3 A_{vf} + A_n \\
 &= 2/3 \times 2176,31 \text{ mm}^2 + 1218,74 \text{ mm}^2 \\
 &= 2669,61 \text{ mm}^2 \\
 A_{smin} &= 0,04 \times f_c / f_y \times b_w \times d \\
 &= 0,04 \times 30 / 390 \times 3800 \times 400 \\
 &= 4676,92 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 4676,92 \text{ mm}^2 \\
 n &= 10 \\
 D &= 25 \text{ mm} \\
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 4908,74 \text{ mm}^2 > A_s = 4676,92 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan Geser:

$$\begin{aligned}
 A_{h1} &= 1/2 (A_s - A_n) \\
 &= 1/2 (4908,74 \text{ mm}^2 - 1218,74 \text{ mm}^2) \\
 &= 1844,99 \text{ mm}^2 \\
 A_{h2} &= 1/3 \times A_{vf} \\
 &= 1/3 \times 2176,31 \text{ mm}^2 \\
 &= 725,44 \text{ mm}^2 < A_s = 4908,74 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Dipakai:

$$A_s = 1844,99 \text{ mm}^2$$

$$s = 300$$

$$D = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times (b_w / s) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \times (3800 / 300) \\ &= 2546,78 \text{ mm}^2 > A_s = 1844,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

6.3 Pelat Dermaga

Direncanakan pelat dengan data-data sebagai berikut:

Tebal total pelat (t) = 750 mm

Tebal pracetak (t_1) = 400 mm

Tebal topping (t_2) = 350 mm

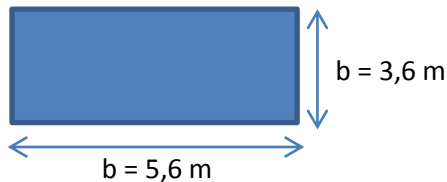
Pelat direncanakan dengan ukuran 3,5m x 5,5m. Dalam pemasangan dibutuhkan lebar tambahan untuk bagian tumpuan. Berikut perhitungan lebar tambahan pada pelat untuk tumpuan:

$$\frac{L_n}{180} = \frac{350}{180} = 1,94 < 5 \text{ cm}$$

Maka, digunakan lebar tambahan untuk pelat sebesar 5 cm, sehingga:

$$\text{Panjang pelat (l)} = 5,5 \text{ m} + (2 \times 0,05) \text{ m} = 5,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pelat (b)} = 3,5 \text{ m} + (2 \times 0,05) \text{ m} = 3,6 \text{ m}$$



Gambar 6.4 Dimensi pelat

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5,6 \text{ m}}{3,6 \text{ m}} = 1,56 < 2$$

Pelat tergolong tipe pelat dua arah (*two way slab*).

6.3.1 Perhitungan Tulangan Pelat

Pelat direncanakan dengan data-data sebagai berikut:

- Mutu beton = K-300
- Kuat tekan beton $f_c = 30 \text{ MPa}$
- Mutu tulangan = U-39
- Kuat leleh $f_y = 390 \text{ MPa}$
- Berat jenis beton $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Decking = 100 mm
- Faktor reduksi $\phi = 0,80$

Dari hasil permodelan SAP 2000 di dapat momen ultimate sebesar:

$$M_u = 21643 \text{ kg m} = 216430000 \text{ Nmm}$$

Direncanakan pelat dengan tulangan D-19.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{tinggi pelat} - \text{cover} - (\text{diameter tulangan} : 2) \\ &= 750 \text{ mm} - 100 \text{ mm} (19 \text{ mm} : 2) \\ &= 640,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\ &= 15,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{216430000}{0,80 \times 1000 \times 410240,25^2} \\ &= 0,66 \end{aligned}$$

$$\beta = 0,80$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0036 \\
 \rho_b &= 0,85 \times \beta \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
 &= 0,85 \times 0,80 \times \frac{30}{390} \times \frac{600}{600+390} \\
 &= 0,032 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 \\
 &= 0,0238 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 0,66}{390}} \right) \\
 &= 0,0017
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} > \rho$ maka digunakan $\rho = 0,0036$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0036 \times 1000 \text{ mm} \times 640,5 \text{ mm} \\
 &= 2299 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan:

$$\begin{aligned}
 D &= 19 \text{ mm} \\
 s &= 100 \text{ mm} \\
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (19 \text{ mm})^2 \\
 &= 2835 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 2299 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

6.3.2 Perhitungan Kontrol Pelat Pracetak

Diketahui data-data sebagai berikut:

- Kuat tekan beton:

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ Mpa} \quad (\text{umur 28 hari}) \\
 f_{ci}' &= 88\% f_c' = 26,4 \text{ Mpa} (\text{umur 14 hari}) \\
 f_{ci}' &= 65\% f_c' = 19,5 \text{ Mpa} (\text{umur 7 hari})
 \end{aligned}$$

- $f_{ci}' = 46\% f_c' = 13,8 \text{ Mpa (umur 3 hari)}$
- Kuat leleh baja
 $F_y = 390 \text{ Mpa}$
- Diameter tulangan
 $D = 19 \text{ mm}$
- tebal pelat pracetak
 $t_1 = 400 \text{ mm}$
- tebal pelat insitu
 $t_2 = 350 \text{ mm}$

Perhitungan pembebanan:

- beban mati (q_D)
 - berat pelat precast $= t_1 \times \gamma_c$
 $= 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 960 \text{ kg/m}^2$
 - berat pelat insitu $= t_2 \times \gamma_c$
 $= 0,35 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 840 \text{ kg/m}^2$
 - Berat pelat (q_D) $= 960 \text{ kg/m}^2 + 840 \text{ kg/m}^2$
 $= 1800 \text{ kg/m}^2$
- beban hidup (q_L)
 beban pekerja $= 1 \times 200 \text{ kg}$

Beban-beban yang terjadi yaitu:

- q_u saat pengangkatan $= 1,3 \times 960 \text{ kg/m}^2$
 $= 1248 \text{ kg/m}^2$
- q_u saat pemasangan $= 1,3 \times 960 \text{ kg/m}^2$
 $= 1248 \text{ kg/m}^2$
- P_u saat pemasangan $= 1,8 \times 200 \text{ kg}$
 $= 360 \text{ kg}$
- q_u saat pengecoran $= 1,3 \times 1800 \text{ kg/m}^2$

$$= 2340 \text{ kg/m}^2$$

Perhitungan Momen Tahanan:

- momen tahanan arah x

$$0,5 b = 0,5 \times 560 \text{ cm} = 280 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} W_x &= 1/6 \times 0,5b \times h^2 \\ &= 1/6 \times 280 \text{ cm} \times (40 \text{ cm})^2 \\ &= 74666,67 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

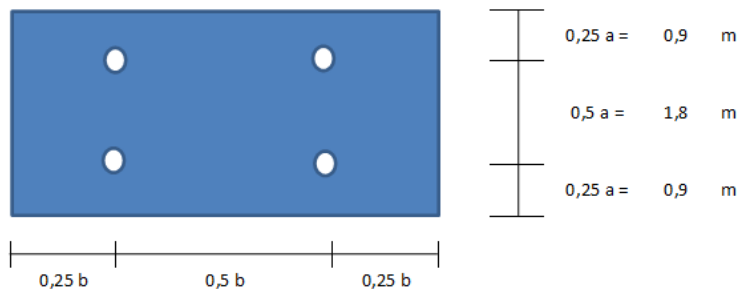
- momen tahanan arah y

$$0,5 b = 0,5 \times 360 \text{ cm} = 180 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} W_y &= 1/6 \times 0,5b \times h^2 \\ &= 1/6 \times 180 \text{ cm} \times (40 \text{ cm})^2 \\ &= 48000 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

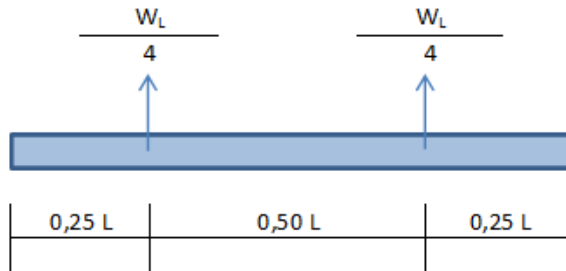
Kontrol Saat Pengangkatan

Berikut adalah skema rencana titik angkat pada pelat pracetak:



Gambar 6.5 Titik angkat pelat pracetak

Pengangkatan dengan 4 titik angkat.



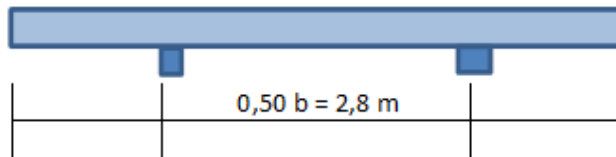
Gambar 6.6 Pengangkatan pelat pracetak dengan 4 titik angkat

$$\begin{aligned}
 f_{ci}' &= 13,8 \text{ Mpa (umur 3 hari)} \\
 f_r &= 0,7 \sqrt{f_{ci}} = 0,7 \sqrt{13,8} \text{ Mpa} \\
 &= 2,6 \text{ Mpa} \\
 &= 26 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{berat sendiri precast} &= 1248 \text{ kg/m}^2 \\
 M_x &= 0,0107 \times q_u \times a^2 \times b \\
 &= 0,0107 \times 1248 \text{ kg/m}^2 \times (3,6 \text{ m})^2 \times 5,6 \text{ m} \\
 &= 969,2 \text{ kgm} \\
 M_y &= 0,0107 \times q_u \times a \times b^2 \\
 &= 0,0107 \times 1248 \text{ kg/m}^2 \times 3,6 \text{ m} \times (5,6 \text{ m})^2 \\
 &= 1507,6 \text{ kgm} \\
 \sigma_x &= M_x : W_x \\
 &= 96915,09 \text{ kgcm} : 74666,67 \text{ cm}^3 \\
 &= 1,3 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \\
 &\text{(OKE)} \\
 \sigma_y &= M_y : W_y \\
 &= 150756,80 \text{ kgcm} : 48000 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$= 3,141 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OKE)}$$

Kontrol Saat Penumpukan

Penumpukan dengan 2 tumpuan



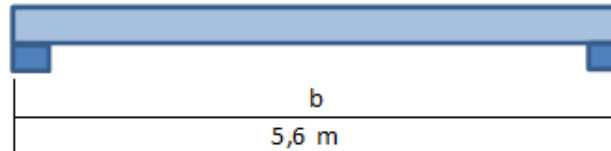
Gambar 6.7 Penumpukan pelat pada dua tumpuan

$$\begin{aligned}
 f_{ci}' &= 13,8 \text{ Mpa (umur 3 hari)} \\
 f_r &= 0,7 \sqrt{f_{ci}} = 0,7 \sqrt{13,8} \text{ Mpa} \\
 &= 2,6 \text{ Mpa} \\
 &= 26 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{berat pelat per meter} &= 1,3 (a \times t \times \gamma_c) \\
 &= 1,3 (3,6 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3) \\
 &= 4493 \text{ kg/m} \\
 \text{Momen tahanan} &= 1/6 \times a \times t^2 \\
 &= 1/6 \times 360 \text{ cm} \times (40 \text{ cm})^2 \\
 &= 96000 \text{ cm}^3 \\
 M_L &= (1/10 q_u L^2) + (1/4 P_u L) \\
 &= (1/10 \times 4493 \times 2,8^2) + (1/4 \times 360 \times 2,8) \\
 &= 3774,36 \text{ kgm} \\
 M_T &= 1/8 q_u L^2 \\
 &= 1/10 \times 4493 \times 2,8^2 \\
 &= 4403 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= M_x : W_x \\
 &= 377435,52 \text{ kgcm} : 96000 \text{ cm}^3 \\
 &= 3,93 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \\
 &\quad \text{(OKE)} \\
 \sigma_y &= M_y : W_y \\
 &= 440294,40 \text{ kgcm} : 96000 \text{ cm}^3 \\
 &= 4,59 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \\
 &\quad \text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Saat Pemasangan

Penumpukan dengan 2 tumpuan



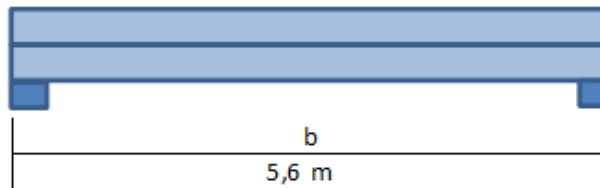
Gambar 6. 8 Pemasangan pelat pada dua tumpuan

$$\begin{aligned}
 f_{ci}' &= 19,5 \text{ Mpa (umur 7 hari)} \\
 f_r &= 0,7 \sqrt{f_{ci}} = 0,7 \sqrt{19,5} \text{ Mpa} \\
 &= 3,09 \text{ Mpa} \\
 &= 30,9 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{berat pelat per meter} &= 1,3 (a \times t \times \gamma_c) \\
 &= 1,3 (3,6 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3) \\
 &= 4493 \text{ kg/m} \\
 \text{Momen tahanan} &= 1/6 \times a \times t^2 \\
 &= 1/6 \times 360 \text{ cm} \times (40 \text{ cm})^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_L &= 96000 \text{ cm}^3 \\
 &= (1/10 q_u L^2) + (1/4 P_u L) \\
 &= (1/10 \times 4493 \times 5,6^2) + (1/4 \times 360 \times 5,6) \\
 &= 14593,42 \text{ kgm} \\
 M_T &= 1/8 q_u L^2 \\
 &= 1/10 \times 4493 \times 5,6^2 \\
 &= 17612 \text{ kgm} \\
 \sigma_x &= M_x : W_x \\
 &= 1459342 \text{ kgcm} : 96000 \text{ cm}^3 \\
 &= 15,22 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OKE)} \\
 \sigma_y &= M_y : W_y \\
 &= 1761177 \text{ kgcm} : 96000 \text{ cm}^3 \\
 &= 18,35 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Saat Pengecoran

Penumpukan dengan 2 tumpuan



Gambar 6.9 Pengecoran pelat dengan dua tumpuan

$$\begin{aligned}
 f_{ci}' &= 19,5 \text{ Mpa (umur 7 hari)} \\
 f_r &= 0,7 \sqrt{f_{ci}} = 0,7 \sqrt{19,5} \text{ Mpa} \\
 &= 3,09 \text{ Mpa} \\
 &= 30,9 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{berat pelat per meter} &= 1,3 (a \times t \times \gamma_c) \\
 &= 1,3 (3,6 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3) \\
 &= 8424 \text{ kg/m} \\
 \text{Momen tahanan} &= 1/6 \times a \times t^2 \\
 &= 1/6 \times 360 \text{ cm} \times (75 \text{ cm})^2 \\
 &= 337500 \text{ cm}^3 \\
 M_L &= (1/10 q_u L^2) + (1/4 P_u L) \\
 &= (1/10 \times 8424 \times 5,6^2) + (1/4 \times 360 \times 5,6) \\
 &= 26921,66 \text{ kgm} \\
 M_T &= 1/8 q_u L^2 \\
 &= 1/10 \times 8424 \times 5,6^2 \\
 &= 33022,08 \text{ kgm} \\
 \sigma_x &= M_x : W_x \\
 &= 2692166,40 \text{ kgcm} : 328125 \text{ cm}^3 \\
 &= 7,98 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OKE)} \\
 \sigma_y &= M_y : W_y \\
 &= 3302208 \text{ kgcm} : 337500 \text{ cm}^3 \\
 &= 9,784 \text{ kg/cm}^2 < f_r = 26 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 \delta_{ijin} &= 1/250 \times L \\
 &= 1/250 \times 560 \\
 &= 2,24 \text{ cm} \\
 \delta &= \frac{5}{384} \times \frac{w}{E} \times \frac{L^4}{I} = \frac{5}{384} \times \frac{18}{207546,38} \times \frac{98344960000}{19687500} \\
 &= 0,01 \text{ cm} < 2,24 \text{ cm (OKE)}
 \end{aligned}$$

6.3.3 Perhitungan Tulangan Angkat

Perhitungan pembebanan:

- beban mati (q_D)
 - berat pelat precast = $1,3 \times b \times t_l \times \gamma_c$
 - = $1,3 \times 3,6 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 - = 4493 kg/m
 - berat stud+tul angkat = $10\% \times \text{berat pelat precast}$
 - = $0,1 \times 4493 \text{ kg/m}$
 - = $449,3 \text{ kg/m}$
 - beban mati (q_D) = $4493 \text{ kg/m} + 449,3 \text{ kg/m}$
 - = 4942 kg/m
- beban hidup (q_L)
 - beban pekerja = $1 \times 200 \text{ kg}$
- beban total yang harus diangkat (q_{tot})
 - beban mati total = $q_D \times L$
 - = $4942 \text{ kg/m} \times 5,6 \text{ m}$
 - = 27676 kg
 - Beban hidup total = beban pekerja
 - = 200 kg
 - Beban total (q_{tot}) = $27676 \text{ kg} + 200 \text{ kg}$
 - = $27876 \text{ kg} = 27,88 \text{ ton}$

Digunakan crane untuk mengangkat pelat pracetak dengan kapasitas crane adalah $40 \text{ ton} > 27,88 \text{ ton}$ (OKE).

beban yang diterima setiap titik angkat

$$\begin{aligned}
 &= q_{\text{tot}} : n \\
 &= 27878 \text{ kg} : 4 = 6969 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{bj}} &= f_y : 1,5 \\
 &= 390 \text{ Mpa} : 1,5 \\
 &= 260 \text{ Mpa} = 2600 \text{ kg/cm}^2 \\
 A_s &= P : \sigma_{\text{bj}} \\
 &= 6969 \text{ kg} : 2600 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 2,68 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan angkat:

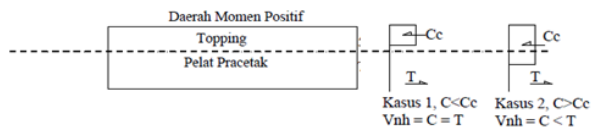
$$\begin{aligned}
 D &= 19 \text{ mm} \\
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (1,9 \text{ cm})^2 \\
 &= 2,84 \text{ cm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 2,68 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

6.3.4 Perhitungan Stud

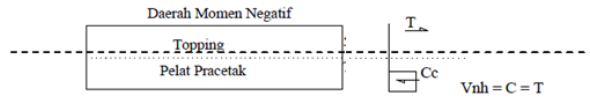
Diketahui data-data sebagai berikut:

- Kuat tekan beton:
 - $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ (umur 28 hari)
 - $f_{ci}' = 88\% f_c' = 26,4 \text{ Mpa}$ (umur 14 hari)
 - $f_{ci}' = 65\% f_c' = 19,5 \text{ Mpa}$ (umur 7 hari)
 - $f_{ci}' = 46\% f_c' = 13,8 \text{ Mpa}$ (umur 3 hari)
- Berat jenis beton
 - $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Kuat leleh baja
 - $f_y = 390 \text{ Mpa}$
- Modulus elastisitas baja
 - $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Diameter tulangan pelat

- $D = 19 \text{ mm}$
 - tebal pelat pracetak
 $t_1 = 400 \text{ mm}$
 - tebal overtopping
 $t_2 = 350 \text{ mm}$
 - dimensi pelat
 $b = 3500 \text{ mm} + (2 \times 50 \text{ mm}) = 3600 \text{ mm}$
 $L = 5500 \text{ mm} + (2 \times 50 \text{ mm}) = 5600 \text{ mm}$
 $d = \text{tinggi pelat} - \text{cover} - (\text{tulangan}/2)$
 $= 750 - 100 - (19/2)$
 $= 640,5 \text{ mm}$
 - dimensi balok
 $b = 500 \text{ mm}$
 $h = 1500 \text{ mm}$
 $d = \text{tinggi balok} - \text{cover} - \text{sengkar} -$
 $(\text{diameter tulangan} : 2)$
 $= 1500 \text{ mm} - 120 \text{ mm} - 13 \text{ mm} -$
 $(1/2.25 \text{ mm})$
 $= 1354,5 \text{ mm}$



- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
 Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f'_c A_{\text{topping}} \\
 &= 0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 350 \times 1000 \\
 &= 8925000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Direncanakan digunakan tulangan D13 untuk stud,
maka:

$$\begin{aligned}
 A &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (13 \text{ mm})^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} = C &= T \\
 &= A_s \cdot f_y \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 51766 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,55 A_c &= 0,55 b_v d \\
 &= 0,55 \times 1000 \times 640,5 \\
 &= 352275 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &< 0,55 A_c \\
 51766 \text{ N} &< 352275 \text{ N (OKE)}
 \end{aligned}$$

Direncanakan stud:

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$s = 450 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w \times s}{f_y} = 0,062 \sqrt{30} \frac{1000 \times 450}{390}$$

$$= 391,83 \text{ mm}^2$$

Atau

$$= \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_y} = \frac{0,35 \times 1000 \times 450}{390}$$

$$= 403,85 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A &= A_s \text{ stud } [(S/1000) + 1] \\ &= 132,73 \times [(450/1000) + 1] \\ &= 427,69 \text{ mm}^2 > A_{vmin} = 403,85 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

6.3.5 Rekapitulasi Jenis Pelat

Tabel 6.1 Resume kontrol pengangkatan pelat pracetak

tipe plat	dimensi		kontrol saat pengangkatan				Kontrol
	b	l	σ_x	$\sigma_{x \text{ ijin}}$	σ_y	$\sigma_{y \text{ ijin}}$	
	(m)	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
plat A	3,6	5,6	1,30	26,00	3,14	26,00	OKE
plat B	1,1	5,6	0,12	26,00	3,14	26,00	OKE
plat C	1,1	3,6	0,12	26,00	1,30	26,00	OKE
plat D	1,1	1,1	0,12	26,00	0,12	26,00	OKE

Tabel 6. 2 Resume kontrol penumpukan pelat pracetak

tipe plat	dimensi		kontrol saat penumpukan				Kontrol
	b	l	σ_x	$\sigma_{x \text{ ijin}}$	σ_y	$\sigma_{y \text{ ijin}}$	
	(m)	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
plat A	3,6	5,6	3,93	26,00	4,59	26,00	OKE
plat B	1,1	5,6	4,53	26,00	4,59	26,00	OKE
plat C	1,1	3,6	2,07	26,00	1,90	26,00	OKE
plat D	1,1	1,1	0,31	26,00	0,18	26,00	OKE

Tabel 6. 3 Resume kontrol pemasangan pelat pracetak

tipe plat	dimensi		kontrol saat pemasangan				Kontrol
	b	l	σ_x	$\sigma_{x \text{ ijin}}$	σ_y	$\sigma_{y \text{ ijin}}$	
	(m)	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
plat A	3,6	5,6	15,20	30,91	18,35	30,91	OKE
plat B	1,1	5,6	16,39	30,91	18,35	30,91	OKE
plat C	1,1	3,6	7,17	30,91	7,58	30,91	OKE
plat D	1,1	1,1	0,90	30,91	0,71	30,91	OKE

Tabel 6. 4 Resume kontrol pemasangan pelat pracetak

tipe plat	dimensi		kontrol saat pengecoran				Kontrol
	b	l	σ_x	$\sigma_{x \text{ ijin}}$	σ_y	$\sigma_{y \text{ ijin}}$	
	(m)	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
plat A	3,6	5,6	7,98	30,91	9,78	30,91	OKE
plat B	1,1	5,6	8,32	30,91	9,78	30,91	OKE
plat C	1,1	3,6	3,55	30,91	4,04	30,91	OKE
plat D	1,1	1,1	0,90	30,91	0,71	30,91	OKE

Tabel 6. 5 Resume kontrol tulangan angkat pelat pracetak

tipe plat	dimensi		tulangan angkat		kontrol
	b	l	$A_s \text{ perlu}$	$A_s \text{ (D19)}$	
	(m)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	
plat A	3,6	5,6	2,68	2,84	OKE
plat B	1,1	5,6	0,83	2,84	OKE
plat C	1,1	3,6	0,54	2,84	OKE
plat D	1,1	1,1	0,18	2,84	OKE

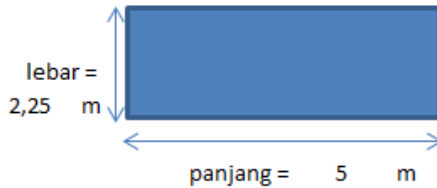
6.4 Pelat Trestle

Direncanakan pelat trestle dengan data-data sebagai berikut:

- Mutu beton = K-300
- Kuat tekan beton $f_c = 30 \text{ MPa}$
- Mutu tulangan = U-39
- Kuat leleh $f_y = 390 \text{ MPa}$
- Berat jenis beton $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Decking = 30 mm
- Faktor reduksi $\phi = 0,80$

Dimensi pelat:

- Lebar pelat $b = 2,25 \text{ m}$
- Panjang pelat $l = 5 \text{ m}$
- Tebal pelat $t = 0,20 \text{ m}$



Gambar 6.10 Dimensi pelat

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5 \text{ m}}{2,25 \text{ m}} = 2,22 > 2$$

Pelat tergolong jenis pelat satu arah (one way slab).

Perhitungan pembebanan pelat:

- Beban mati (q_D)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pelat} &= b \times t \times \gamma_c \\ &= 2,25 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 2400 \\ &\quad \text{kg/m}^3 \\ &= 1080 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban tambahan} &= 10\% \times 1080 \text{ kg/m} \\ &= 108 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati total} &= 1080 \text{ kg/m} + 108 \text{ kg/m} \\ &= 1188 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup (q_L)

$$\text{Beban hidup trestle} = 1000 \text{ kg/m}$$

- Beban ultimate (q_U)

$$\begin{aligned} q_U &= 1,3 q_D + 1,8 q_L \\ &= 1,3 \times 1188 \text{ kg/m} + 1,8 \times 1000 \text{ kg/m} \\ &= 3344 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Momen Ultimate (M_U)

$$\begin{aligned} M_U &= 1/8 \times q_U \times L^2 \\ &= 1/8 \times 3344 \text{ kg/m} \times (5 \text{ m})^2 \\ &= 10451,3 \text{ kgm} = 104513000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan Penulangan Pelat:

Direncanakan pelat dengan tulangan D-19.

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{tinggi pelat} - \text{cover} - (\text{diameter tulangan} : 2) \\ &= 200 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 19 \text{ mm} - (19 \text{ mm} : 2) \\ &= 146 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\ &= 15,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{104513000}{0,80 \times 1000 \times 146^2} \\ &= 6,13 \end{aligned}$$

$$\beta = 0,80$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \beta \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,85 \times 0,80 \times \frac{30}{390} \times \frac{600}{600+390} \\ &= 0,032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 \\ &= 0,0238 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 6,13}{390}} \right) \\ &= 0,0183 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 &< 0,0183 < 0,0238 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0183 \times 1000 \text{ mm} \times 146 \text{ mm} = 2667 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan:

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= [(0,25 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot 1000] / s \\ &= [(0,25 \times 3,14 \times (19 \text{ mm})^2) \times 1000] / 100 \text{ mm} \\ &= 2835,29 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 2667 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

6.5 PCI Girder Pratekan

6.5.1 Data Perencanaan

Data Trestle :

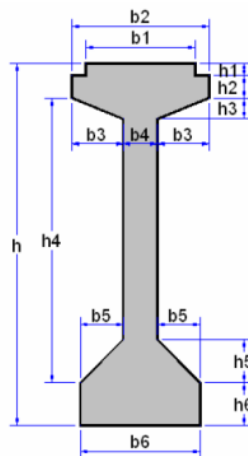
Panjang Balok Prategang (L)	= 40 m
Jarak antar balok Prategang (s)	= 2,25 m
Tebal pelat lantai trestle (h_0)	= 0,2 m
Tebal lapisan aspal+overlay (h_a)	= 0,1 m
tinggi genangan air hujan (t_h)	= 0,05 m

Spesific Gravity :

Beton prategang (w_c)	= 25,5 kN/m ³
Beton bertulang (w_c')	= 25 kN/m ³
Beton (w_c'')	= 24 kN/m ³
aspal (w_{aspal})	= 22 kN/m ³
air hujan (w_{air})	= 9,8 kN/m ³

Tabel 6.6 Dimensi balok prategang

Kode	Lebar (m)	Kode	Tebal (m)
b ₁	0,64	h ₁	0,07
b ₂	0,8	h ₂	0,13
b ₃	0,3	h ₃	0,12
b ₄	0,2	h ₄	1,65
b ₅	0,25	h ₅	0,25
b ₆	0,7	h ₆	0,25
		h	2,1



Gambar 6.11 Dimensi balok prategang

6.5.2 Data Bahan

Beton :

- Mutu Beton Girder Pategang = K-500
- Kuat Tekan Beton :

$$f'c = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41,5 \text{ Mpa}$$
- Modulus Elastisitas Beton :

$$Ec = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{41,5} = 30277,63 \text{ Mpa}$$

- Angka Poisson (ν) = 0,15
- Modulus Geser :

$$G = E_c [2 \times (1 + \nu)]$$
= 13164,19 Mpa
- Koef. muai panjang untuk beton (α) = $0,00001/^{\circ}\text{C}$
- Kuat tekan beton keadaan awal :

$$f_{ci}' = 0,80 \times f_c' = 0,80 \times 41,5$$
= 33,2 Mpa
- Tegangan ijin beton saat penarikan :

$$\sigma'_{\text{tekan}} = 0,60 \times f_{ci}'$$

$$= 0,60 \times 33,2$$

$$= 19,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{tarik}} = 0,50 \times \sqrt{f_{ci}'}$$

$$= 0,5 \times \sqrt{33,2}$$

$$= 2,88 \text{ Mpa}$$
- Tegangan ijin beton saat keadaan akhir :

$$\sigma'_{\text{tekan}} = 0,45 \times f_c'$$

$$= 0,45 \times 41,5$$

$$= 18,68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{tarik}} = 0,50 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 0,5 \times \sqrt{41,5}$$

$$= 3,22 \text{ Mpa}$$
- Mutu beton pelat lantai jembatan = K-300
- Kuat Tekan Beton :

$$f'_c = 0,83 \times \frac{300}{10}$$
= 24,9 Mpa
- Modulus Elastik Beton :

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{24,9}$$
= 23452,95 Mpa

Baja Prategang :

Tabel 6.7 Spesifikasi baja prategang

Data Strand Cable – Standar VSL	
Jenis Strand	uncoated 7 wire super strands ASTM A-416 Grade 270
Tegangan Leleh Strand (f_{py})	1580 Mpa
Kuat Tarik Strand (f_{pu})	1860 Mpa
diameter nominal strand	12,7 mm / ½"
luas tampang nominal satu strand (A_{st})	98,7 mm ²
beban putus minimal satu strand (P_{bs})	187,32 kN = 100% UTS
diameter selubung ideal	84 mm
luas tampang strands	1857,3 mm ²
beban putus satu tendon (P_{bt})	3559,1 kN = 100% UTS
modulus elastisitas strands (E_s)	193000 Mpa
tipe dongkrak	VSL 19

Baja Tulangan

- untuk baja tulangan deform D > 12 mm – U32
kuat leleh baja (f_y) = $U \times 10 = 32 \times 10 = 320$ Mpa
- untuk baja tulangan polos $\emptyset \leq 12$ mm – U24
kuat leleh baja (f_y) = $U \times 10 = 24 \times 10 = 240$ Mpa

6.5.3 Penentuan Lebar Efektif Pelat Lantai

Lebar efektif pelat lantai diambil nilai terkecil dari :

- $L/4 = 40 \text{ m} / 4 = 10 \text{ m}$
- jarak antar balok prategang (s) = 2,25 m
- $12 \times h_0 = 12 \times 0,2 \text{ m} = 2,40 \text{ m}$

maka diambil lebar efektif pelat lantai:

$$B_{\text{eff}} = 2,25 \text{ m}$$

Nilai perbandingan modulus elastisitas pelat dan balok :

$$\begin{aligned} N &= E_{\text{pelat}} / E_{\text{balok}} \\ &= 35669,97 / 23452,95 = 0,66 \end{aligned}$$

Lebar pengganti beton pelat lantai jembatan :

$$B_{\text{eff}} = n \times B_{\text{eff}} = 0,66 \times 2,25 \text{ m} = 1,48 \text{ m}$$

6.5.4 Section Properties Balok Prategang

Tabel 6. 8 Section properties balok prategang

No	Dimensi		Luas	Jrk thd alas	Statis Mmn	Iners Mmn	Iners Mmn
	Lebar (b)	Tinggi (h)	(A)	(y)	(A*y)	(A*y ²)	(I _a)
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
1	0,64	0,07	0,045	2,07	0,09251	0,1910	0,00002
2	0,8	0,13	0,104	1,97	0,20436	0,4016	0,00015
3	0,3	0,12	0,036	1,86	0,06696	0,1245	0,00004
4	0,2	1,65	0,330	1,08	0,35475	0,3814	0,07487
5	0,25	0,25	0,063	0,33	0,02083	0,0069	0,00033
6	0,7	0,25	0,175	0,13	0,02188	0,0027	0,00091
			0,752		0,76129	1,108	0,076

- Tinggi total balok prategang (h) = 2,1 m
- Luas tampang balok prategang (A) = 0,752 m
- Letak titik berat :

$$y_b = \sum(A \cdot y) / \sum A = 0,76129 / 0,752 = 1,012 \text{ m}$$

$$y_a = h - y_b = 2,1 \text{ m} - 1,012 \text{ m} = 1,088 \text{ m}$$

- Momen inersia terhadap alas balok :

$$\begin{aligned} I_b &= \sum (A \cdot y^2) + \sum I_o \\ &= 1,108 + 0,076 = 1,184 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- momen inersia terhadap titik berat balok :

$$\begin{aligned} I_x &= I_b - A \cdot y_b^2 \\ &= 1,184 - (0,752 \cdot 1,012^2) = 0,414 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- Tahanan momen sisi atas :

$$W_a = I_x / y_a = 0,414 / 1,088 = 0,381 \text{ m}^3$$
- Tahanan momen sisi bawah :

$$W_b = I_x / y_b = 0,414 / 1,012 = 0,409 \text{ m}^3$$

6.5.5 Section Properties Balok Komposit

Tabel 6. 9 Section Properties Balok Komposit

No	Dimensi		Luas	Jrk thd alas	Statis Mmn	Iners Mmn	Iners Mmn
	Lebar (b)	Tinggi (h)	(A)	(y)	(A*y)	(A*y ²)	(I _{co})
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
0	1,48	0,2	0,296	2,20	0,651	1,4320	0,00099
1	0,64	0,07	0,045	2,07	0,093	0,1910	0,00002
2	0,8	0,13	0,104	1,97	0,204	0,4016	0,00015
3	0,3	0,12	0,036	1,86	0,067	0,1245	0,00004
4	0,2	1,65	0,330	1,08	0,355	0,3814	0,07487
5	0,25	0,25	0,063	0,33	0,021	0,0069	0,00033
6	0,7	0,25	0,175	0,13	0,022	0,0027	0,00091
			1,048		1,412	2,540	0,077

- Tinggi total balok komposit (h_c) = 2,3 m
- Luas tampang balok prategang (A_c) = 1,048 m
- Letak titik berat :

$$y_{bc} = \sum(A \cdot y) / \sum A = 1,412 / 1,048 = 1,347 \text{ m}$$

$$y_{ac} = h_c - y_{bc} = 2,3 \text{ m} - 1,347 \text{ m} = 0,953 \text{ m}$$
- momen inersia terhadap alas balok :

$$I_{bc} = \sum (A \cdot y^2) + \sum I_o$$

$$= 2,54 + 0,077 = 2,618 \text{ m}^4$$
- Momen inersia terhadap titik berat balok komposit :

$$I_{xc} = I_{bc} - A \cdot y_b^2$$

$$= 2,62 - (1,048 \cdot 1,347^2) = 0,715 \text{ m}^4$$
- Tahanan momen sisi atas pelat :

$$W_{ac} = I_{xc} / y_{ac} = 0,715 / 0,953 = 0,750 \text{ m}^3$$
- Tahanan momen sisi atas balok :

$$W'_{ac} = I_{xc} / (y_{ac} - h_0)$$

$$= 0,715 / (0,953 - 0,2) = 0,950 \text{ m}^3$$

- Tahanan momen sisi bawah balok :

$$W_{bc} = I_{xc} / y_{bc} = 0,715 / 1,347 = 0,531 \text{ m}^3$$

6.5.6 Pembebanan Balok Prategang

6.5.6.1 Berat Sendiri (MS)

Berat Diafragma :

- ukuran diafragma :

$$t = 0,2 \text{ m}$$

$$b = 1,6 \text{ m}$$

$$h = 1,6 \text{ m}$$

- berat 1 buah difragma (W) = 12,8 kN

- jumlah difragma (n) = 9 kN

- berat total difragma :

$$W \times n = 12,8 \times 9 = 115,2 \text{ kN}$$

- panjang bentang (L) = 40 m

- jarak diafragma

$$x_4 = 20 \text{ m (dari tenah bentang)}$$

$$x_3 = 14,8 \text{ m (dari tengah bentang)}$$

$$x_2 = 9,8 \text{ m (dari tengah bentang)}$$

$$x_1 = 4,8 \text{ m (dari tengah bentang)}$$

$$x_0 = 0 \text{ m (dari tengah bentang)}$$

- momen maksimum ditengah bentang :

$$\begin{aligned} M_{maks} &= \left(\frac{1}{2} \cdot n \cdot x_4 \cdot x_3 \cdot x_2 \cdot x_1 \right) \cdot W \\ &= \left(\frac{1}{2} \cdot 9 \cdot 20 \cdot 14,8 \cdot 9,8 \cdot 4,8 \right) \cdot 12,8 \\ &= 775,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- berat diafragma ekuivalen :

$$Q_{dia} = 8 \cdot \frac{M_{maks}}{L^2} = 8 \cdot \frac{775,7}{40^2} = 3,878 \text{ kN/m}$$

Berat Balok Prategang :

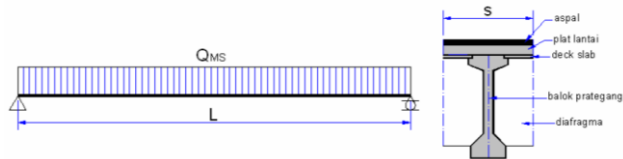
- Panjang balok prategang (L) = 40 m

- Luas penampang (A) = 0,752 m²
- Berat balok prategang + 10% :

$$W_{\text{balok}} = A \cdot L \cdot W_c$$

$$= 0,752 \cdot 40 \cdot 25,5 = 767,3 \text{ kN}$$
- $Q_{\text{balok}} = W_{\text{balok}} / L = 767,3 / 40 = 19,18 \text{ kN}$

Gaya Geser dan Momen Akibat Berat Sendiri (MS) :



Gambar 6.12 Pembebanan pada balok prategang akibat berat sendiri

- Beban = $Q_{ms} = A \cdot W$
- Gaya Geser = $V_{ms} = \frac{1}{2} \cdot Q_{ms} \cdot L$
- Momen = $M_{ms} = \frac{1}{8} \cdot Q_{ms} \cdot L^2$

Tabel 6.10 Resume perhitungan gaya geser dan momen akibat berat sendiri

No.	Jenis beban berat sendiri	lebar	tebal	luas	berat sat	beban	geser	momen
		b (m)	h (m)	A (m ²)	W (kN/m ³)	Q_{ms} (kN/m)	V_{ms} (kN)	M_{ms} (kNm)
1	balok prategang					19,184	383,673	3836,73
2	plat lantai	2,25	0,2	0,45	25	11,25	225	2250
3	plat precast	1,61	0,07	0,113	25	2,8175	56,35	563,5
4	diafragma					3,878	77,568	775,68
						37,130	742,591	7425,910

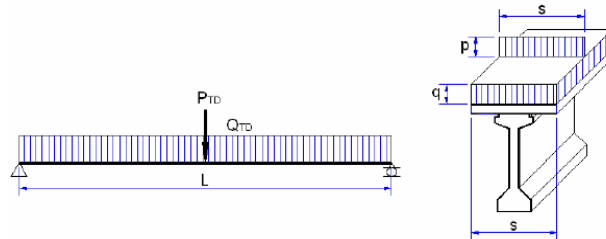
6.5.6.2 Beban Mati Tambahan

Tabel 6.11 Resume perhitungan gaya geser dan momen akibat beban mati tambahan

No.	Jenis beban berat sendiri	lebar	tebal	luas	berat sat	beban	geser	momen
		b (m)	h (m)	A (m ²)	W (kN/m ³)	Q _{MS} (kN/m)	V _{MS} (kN)	M _{MS} (kNm)
1	Aspal / overlay	2,25	0,1	0,225	22	4,95	99	990
2	Air hujan	2,25	0,05	0,113	9,8	1,1025	22,05	220,5
						6,0525	121,05	1210,5

6.5.6.3 Beban Lajur “D” (TD)

- $q = 8 \cdot (0,5 + 15/L)$
 $= 8 \cdot (0,5 + 15/40)$
 $= 7 \text{ kPa } (L > 30 \text{ m})$
- KEL (p) = 44 kN/m
- DLA ($L \leq 50 \text{ m}$) = 0,4



Gambar 6.13 Beban lajur “D” pada balok prategang

- jarak antar balok (s) = 2,25 m
- beban merata pada balok :
 $Q_{TD} = q \cdot s$
 $= 7 \cdot 2,25$
 $= 15,8 \text{ kN/m}$
- beban terpusat pada balok :
 $P_{TD} = (1 + DLA) \cdot p \cdot s$
 $= (1 + 0,4) \cdot 44 \cdot 2,25$

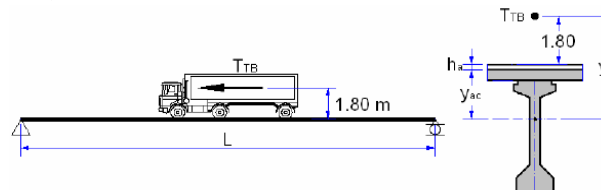
$$= 139 \text{ kN}$$

- gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat beban lajur “D” :

$$\begin{aligned} V_{TD} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{TD} \cdot L + \frac{1}{2} \cdot P_{TD} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 15,8 \cdot 40 + \frac{1}{2} \cdot 244 \\ &= 384,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{TD} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\ &= \frac{1}{8} \cdot 15,8 \cdot 40^2 + \frac{1}{4} \cdot 244 \cdot 40 \\ &= 4536 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6.5.6.4 Gaya Rem (TB)



Gambar 6. 14 Gaya rem pada balok prategang

- $H_{TB} = 250 \text{ kN}$ ($L_t \leq 80 \text{ m}$)
- jumlah balok prategang selebar b:
 $n = 5 \text{ buah}$
- gaya rem untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$:
 $T_{TB} = H_{TB} / n_{\text{balok}} = 250 / 5 = 50 \text{ kN}$
- gaya rem, $T_{TB} = 0,05$ beban lajur “D” tanpa faktor beban dinamis :

$$\begin{aligned} Q_{TD} &= q \cdot s = 7 \cdot 2,25 = 15,8 \text{ kN/m} \\ P_{TD} &= p \cdot s = 44 \cdot 2,25 = 99 \text{ kN} \\ T_{TB} &= 0,05 \cdot (Q_{TD} \cdot L + P_{TD}) \\ &= 0,05 \cdot (15,8 \cdot 40 + 99) \\ &= 36,5 \text{ kN} \end{aligned}$$
- maka diambil gaya rem, $T_{TB} = 50 \text{ kN}$

- lengan terhadap titik berat balok :

$$y = 1,8 + h_0 + h_a + y_{ac}$$

$$= 1,8 + 0,2 + 0,1 + 0,953$$

$$= 2,9 \text{ m}$$
- beban momen akibat gaya rem :

$$M = T_{TB} \cdot y = 50 \cdot 2,9 = 142,6 \text{ kNm}$$
- gaya geser maks pada balok akibat gaya rem :

$$V_{TB} = M/L = 142,6 / 40 = 3,556 \text{ kN}$$
- momen maks pada balok akibat rem :

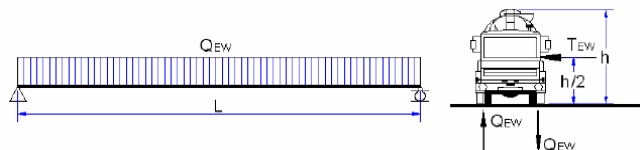
$$M_{TD} = \frac{1}{2} \cdot M = \frac{1}{2} \cdot 142,6 = 71,32 \text{ kNm}$$

6.5.6.5 Beban Angin (EW)

- Koefisien Seret (C_w) = 1,2
- kecepatan angin rencana (V_w) = 35 m/detik
- $T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2$

$$= 0,0012 \cdot 1,2 \cdot (35)^2$$

$$= 1,764 \text{ kN/m}$$



Gambar 6.15 Beban angin pada balok prategang

bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi = 2 meter diatas lantai jembatan.

- $H = 2 \text{ m}$
- x (jarak natar roda kendaraan) = 1,75 m
- transfer beban angin ke lantai jembatan :

$$Q_{EW} = (1/2 \cdot h/x \cdot T_{EW})$$

$$= (1/2.2/1,75.1,764)$$

$$= 1,008 \text{ kN/m}$$

- gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin :

$$V_{EW} = \frac{1}{2}.Q_{EW}.L$$

$$= \frac{1}{2}.1,008.40$$

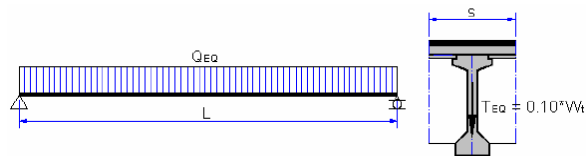
$$= 20,2 \text{ Kn}$$

$$M_{EW} = \frac{1}{8}.Q_{EW}.L^2$$

$$= \frac{1}{8}.1,008.40^2$$

$$= 202 \text{ kNm}$$

6.5.6.6 Beban Gempa (E_Q)



Gambar 6.16 Beban gempa pada balok prategang

Berdasarkan SNI 2833-2013, gaya gempa horizontal statis (E_Q) adalah:

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

dimana:

- $W_T = (Q_{MS} + Q_{MA}) \cdot L$
 $= (37,13 + 6,05) \cdot 40$
 $= 1727,26 \text{ kN}$
- $C_{SM} = 0,08$
- Faktor modifikasi respons:
 $R = 1,50$ (tabel 6 SNI 2833-2013)

Maka:

- $E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t = \frac{0,08}{1,50} \times 1727,26 \text{ kN}$
 $= 92,12 \text{ kN}$
- beban gempa vertikal :
 $Q_{EQ} = E_Q / L$
 $= 92,12 / 40$
 $= 2,30 \text{ kN/m}$
- gaya geser dan momen maksimum akibat beban gempa vertikal :
 $V_{EQ} = 1/2 \cdot Q_{EQ} \cdot L$
 $= 1/2 \cdot 2,30 \cdot 40$
 $= 46,1 \text{ kN}$
 $M_{EQ} = 1/8 \cdot Q_{EQ} \cdot L^2$
 $= 1/8 \cdot 2,30 \cdot 40^2$
 $= 461 \text{ kNm}$

6.5.7 Resume Momen dan Gaya Geser pada Balok

Tabel 6.12 Resume pembebanan pada balok prategang

No.	Jenis Beban	Kode Beban	Q (kN/m)	P (kN)	M (kNm)	Keterangan
1	berat balok prategang	balok	19,18	-	-	beban merata, Q_{balok}
2	berat plat	plat	11,25	-	-	beban merata, Q_{plat}
3	berat sendiri	MS	37,13	-	-	beban merata, Q_{MS}
4	mati tambahan	MA	6,05	-	-	beban merata, Q_{MA}
5	lajur "D"	TD	15,75	139	-	beban merata, Q_{MA} dan terpusat, P_{TD}
6	gaya rem	TB	-	-	143	beban momen, M_{TB}
7	angin	EW	1,01	-	-	beban merata, Q_{EW}
8	gempa	EQ	2,30	-	-	beban merata, Q_{EQ}

Tabel 6. 13 Perhitungan momen dan gaya geser

No	Jenis Beban	Persamaan Momen	Persamaan Gaya geser
1	Berat sendiri (MS)	$M_s = 1/2 \cdot Q_{MS} \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_s = Q_{MS} \cdot (L/2 - X)$
2	Mati tambahan (MA)	$M_a = 1/2 \cdot Q_{MA} \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_a = Q_{MA} \cdot (L/2 - X)$
3	Lajur "D" (TD)	$M_d = 1/2 \cdot Q_{TD} \cdot (L \cdot X - X^2) + 1/2 \cdot P_{TD} \cdot X$	$V_d = Q_{TD} \cdot (L/2 - X) + 1/2 \cdot P_{TD}$
4	Gaya rem (TB)	$M_r = X / L \cdot M_{TB}$	$V_r = M_{TB} / L$
5	Angin (EW)	$M_e = 1/2 \cdot Q_{EW} \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_e = Q_{EW} \cdot (L/2 - X)$
6	Gempa (EQ)	$M_g = 1/2 \cdot Q_{EQ} \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_g = Q_{EQ} \cdot (L/2 - X)$

- momen maksimum akibat berat balok :

$$\begin{aligned}
 M_{BALOK} &= 1/8 \cdot Q_{BALOK} \cdot L^2 \\
 &= 1/8 \cdot 19,18 \cdot 40^2 \\
 &= 3837 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- momen maks akibat beban pelat :

$$\begin{aligned}
 M_{PELAT} &= 1/8 \cdot Q_{PELAT} \cdot L^2 \\
 &= 1/8 \cdot 11,25 \cdot 40^2 \\
 &= 2250 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Pada Balok Prategang

Tabel 6.14 Resume momen momen pada balok prategang

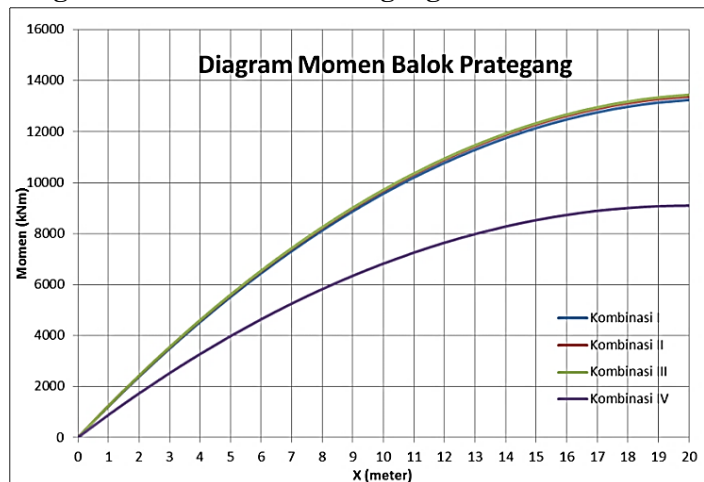
jarak x	Momen pada balok prategang akibat beban							Komb I	Komb II	Komb III	Komb IV
	berat balok	berat sindr	mati tmbh	lajur "D"	rem	angin	gmp	MS + MA + TD + TB	MS + MA + TD + EW	MS + MA + TS + TB + EW	MS + MA + EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	374,1	724	118	376,4	3,57	19,66	44,91	1222,04	1238,13	1241,70	886,96
2	729	1411	230	737,1	7,13	38,3	87,52	2385,15	2416,32	2423,45	1728,43
3	1065	2061	336	1082	10,7	55,94	127,8	3489,33	3534,57	3545,27	2524,42
4	1381	2673	436	1411	14,3	72,58	165,8	4534,57	4592,88	4607,15	3274,93
5	1679	3249	530	1725	17,8	88,2	201,5	5520,88	5591,25	5609,08	3979,95
6	1957	3787	617	2022	21,4	102,8	234,9	6448,26	6529,69	6551,08	4639,48
7	2216	4288	699	2304	25	116,4	266	7316,71	7408,18	7433,14	5253,53
8	2456	4753	775	2570	28,5	129	294,8	8126,23	8226,73	8255,25	5822,09
9	2676	5180	844	2821	32,1	140,6	321,3	8876,81	8985,34	9017,43	6345,17
10	2878	5569	908	3056	35,7	151,2	345,5	9568,47	9684,01	9719,67	6822,76
11	3060	5922	965	3274	39,2	160,8	367,3	10201,19	10322,74	10361,96	7254,87
12	3223	6238	1017	3478	42,8	169,3	386,9	10774,97	10901,53	10944,32	7641,50
13	3367	6516	1062	3665	46,4	176,9	404,2	11289,83	11420,38	11466,74	7982,63
14	3491	6758	1102	3837	49,9	183,5	419,2	11745,76	11879,29	11929,21	8278,29
15	3597	6962	1135	3993	53,5	189	431,8	12142,75	12278,26	12331,75	8528,45
16	3683	7129	1162	4133	57,1	193,5	442,2	12480,81	12617,29	12674,34	8733,14
17	3750	7259	1183	4257	60,6	197,1	450,2	12759,94	12896,38	12957,00	8892,34
18	3798	7352	1198	4366	64,2	199,6	456	12980,13	13115,53	13179,72	9006,05
19	3827	7407	1207	4459	67,8	201,1	459,5	13141,40	13274,74	13342,49	9074,28
20	3837	7426	1211	4536	71,3	201,6	460,6	13243,73	13374,01	13445,33	9097,02

Gaya Geser pada Balok Prategang

Tabel 6.15 Gaya geser pada balok prategang

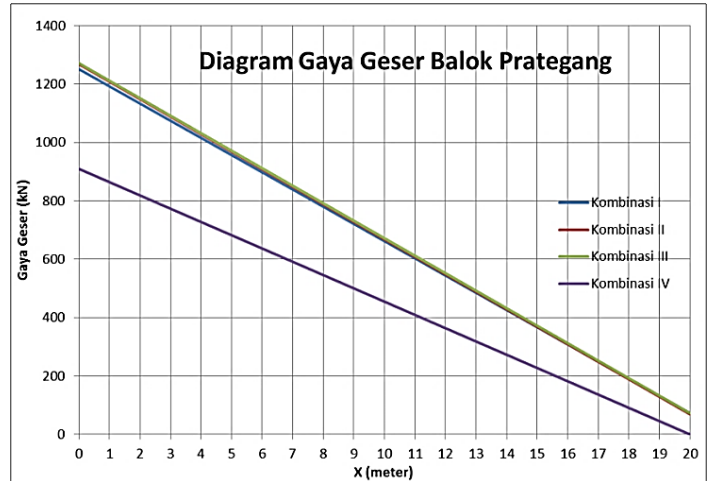
jarak x	Gaya geser pada balok prategang akibat beban							Komb I	Komb II	Komb III	Komb IV
	berat balok	berat s ndr	mati tmbh	lajur "D"	rem	angin	gmp	MS + MA + TD + TB	MS + MA + TD + EW	MS + MA + TS + TB + EW	MS + MA + EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	383,7	743	121	384,3	3,57	20,16	46,06	1252	1268	1272	910
1	364,5	705	115	368,6	3,57	19,15	43,76	1192,57	1208,16	1211,73	864,22
2	345,3	668	109	352,8	3,57	18,14	41,45	1133,64	1148,22	1151,79	818,73
3	326,1	631	103	337,1	3,57	17,14	39,15	1074,71	1088,28	1091,85	773,25
4	306,9	594	96,8	321,3	3,57	16,13	36,85	1015,78	1028,34	1031,91	727,76
5	287,8	557	90,8	305,6	3,57	15,12	34,55	956,85	968,40	971,97	682,28
6	268,6	520	84,7	289,8	3,57	14,11	32,24	897,91	908,46	912,03	636,79
7	249,4	483	78,7	274,1	3,57	13,1	29,94	838,98	848,52	852,09	591,31
8	230,2	446	72,6	258,3	3,57	12,1	27,64	780,05	788,58	792,15	545,82
9	211	408	66,6	242,6	3,57	11,09	25,33	721,12	728,64	732,21	500,34
10	191,8	371	60,5	226,8	3,57	10,08	23,03	662,19	668,70	672,27	454,85
11	172,7	334	54,5	211,1	3,57	9,072	20,73	603,25	608,76	612,33	409,37
12	153,5	297	48,4	195,3	3,57	8,064	18,42	544,32	548,82	552,39	363,88
13	134,3	260	42,4	179,6	3,57	7,056	16,12	485,39	488,88	492,45	318,40
14	115,1	223	36,3	163,8	3,57	6,048	13,82	426,46	428,94	432,51	272,91
15	95,92	186	30,3	148,1	3,57	5,04	11,52	367,53	369,00	372,57	227,43
16	76,73	149	24,2	132,3	3,57	4,032	9,212	308,59	309,06	312,63	181,94
17	57,55	111	18,2	116,6	3,57	3,024	6,909	249,66	249,12	252,69	136,46
18	38,37	74,3	12,1	100,8	3,57	2,016	4,606	190,73	189,18	192,75	90,97
19	19,18	37,1	6,05	85,05	3,57	1,008	2,303	131,80	129,24	132,81	45,49
20	0	0	0	69,3	3,57	0	0	72,87	69,30	72,87	0,00

Diagram Momen Balok Prategang



Gambar 6.17 Diagram momen balok prategang

Diagram Gaya Geser Balok Prategang



Gambar 6. 18 Diagram gaya geser pada balok pategang

6.5.8 Gaya Prategang, Eksentrisitas Dan Jumlah Tendon

6.5.8.1 Kondisi Awal (Saat Transfer)

- Mutu Beton Girder Pategang = K-500
- Kuat Tekan Beton :

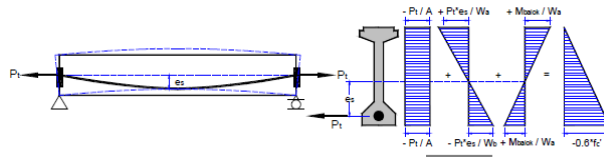
$$f'_c = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41,500 \text{ kPa}$$
- Kuat tekan beton keadaan awal :

$$f_{ci}' = 0,80 \times f'_c = 0,80 \times 41,5 = 33200 \text{ kPa}$$
- Sectgion Properties :

$$W_A = 0,381 \text{ m}^3$$

$$W_B = 0,409 \text{ m}^3$$

$$A = 0,752 \text{ m}^2$$



Gambar 6.19 Diagram tegangan balok prategang

- jarak titik berat tendon terhadap alas balok :

$$Z_0 = 0,1375 \text{ m}$$
- eksentrisitas tendon :

$$e_s = y_b - Z_0$$

$$= 1,012 - 0,1375$$

$$= 0,874 \text{ m}$$
- momen akibat berat sendiri balok :

$$M_{\text{balok}} = 3837 \text{ kNm}$$
- tegangan di serat atas :

$$P_t = M_{\text{balok}} / (e_s - W_a / A)$$

$$= 3837 / (0,874 - 0,381/0,752)$$

$$= 10410 \text{ kN}$$
- tegangan di serat bawah :

$$P_t = [0,60 * f_{ci}' * W_b + M_{\text{balok}}] / (W_b / A + e_s)$$

$$= (0,633200 \cdot 0,409 + 3837) / (0,409/0,752 + 0,874)$$

$$= 8452 \text{ kN}$$
- maka, diambil besarnya gaya prategang yaitu =

$$8452 \text{ kN}$$

6.5.8.2 Kondisi Akhir

- gaya prategang awal

$$P_t = 8452 \text{ kN}$$
- beban putus min. satu tendon

$$P_{b1} = 3559,1 \text{ kN}$$

- beban putus min. satu strand
 $P_{bs} = 187,32 \text{ kN}$
- gaya prategang saat jacking :
 $P_J = P_{tl}/0,85$ (persamaan 1)
 $P_J = 0,80 \cdot P_{b1} \cdot n_t$ (persamaan 2)
 dari persamaan (1) dan (2) diperoleh :
- jumlah tendon yang diperlukan :
 $n_t = P_t / (0,85 \cdot 0,80 \cdot P_{b1})$
 $= 8452 / (0,85 \cdot 0,80 \cdot 3559,1)$
 $= 3,49 \approx 4 \text{ tendon}$
- jumlah kawat untai (strand cable)yang diperlukan :
 $n_s = P_t / (0,85 \cdot 0,80 \cdot P_{bs})$
 $= 8452 / (0,85 \cdot 0,80 \cdot 187,32)$
 $= 66,4 \approx 69 \text{ strands}$
- posisi baris tendon :

Tabel 6. 16 posisi tendon

posisi baris tendon :

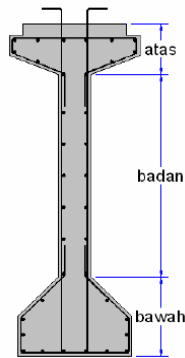
ns1 =	3	tendon	19	strands / tendon	57	strand dgn selubung tendon =	84	mm
ns2 =	1	tendon	12	strands / tendon	12	strand dgn selubung tendon =	76	mm
$n_t =$	4	tendon			$n_s =$	69	strands	

- persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% jacking force) :
 $P_0 = P_t / (0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs})$
 $= 8452 / (0,85 \cdot 69 \cdot 187,32)$
 $= 76,9\% < 80\% \quad \text{(OK)}$
- gaya prategang yang terjadi akibat jacking :
 $P_J = P_0 \cdot n_s \cdot P_{bs}$
 $= 76,9 \cdot 69 \cdot 187,32$
 $= 9943,53 \text{ kN}$

- diperkirakan kehilangan prategang = 30 %
- gaya prategang terkahir setelah kehilangan tegangan :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{EFF}} &= 70\% \cdot P_i \\
 &= 0,7 \cdot 9943,53 \\
 &= 6969,47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6.5.8.3 Pembesian Balok Prategang



Gambar 6.20 pembesian balok prategang

- tulangan arah memanjang (D) = 13 mm
- $A_s = \pi/4 \cdot D^2$
 $= 132,7 \text{ mm}^2$
 $= 0,00013 \text{ m}^2$
- Luas tampang bagian bawah
 $A_B = 0,287 \text{ m}^2$
- luas tulangan bagian bawah :
 $A_{sB} = 0,5\% \cdot A_B$
 $= 0,005 \cdot 0,287 = 0,00144 \text{ m}^2$
- jumlah tulangan :

$$\begin{aligned}
 n_{TUL} &= A_{S\ B} / A_S \\
 &= 0,00144 / 0,00013 \\
 &= 10,83 \approx 12 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

digunakan **12 D13**

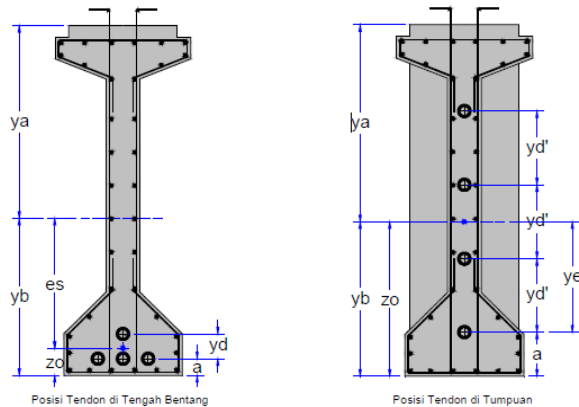
- Luas tampang bagian atas
 $A_A = 0,2088 \text{ m}^2$
- luas tulangan bagian bawah :
 $A_{S\ B} = 0,5\% \cdot A_A$
 $= 0,005 \cdot 0,2088 = 0,00104 \text{ m}^2$
- jumlah tulangan :
 $n_{TUL} = A_{S\ A} / A_S$
 $= 0,00104 / 0,00013$
 $= 7,87 \approx 10 \text{ buah}$

digunakan **10 D13**

- Luas tampang bagian badan
 $A_W = 0,256 \text{ m}^2$
- luas tulangan bagian bawah :
 $A_{S\ W} = 0,5\% \cdot A_W$
 $= 0,005 \cdot 0,256 = 0,00128 \text{ m}^2$
- jumlah tulangan :
 $n_{TUL} = A_{S\ W} / A_S$
 $= 0,00128 / 0,00013$
 $= 9,64 \approx 12 \text{ buah}$

digunakan **12 D13**

Posisi Tendon



Gambar 6. 21 Posisi tendon pada balok prategang

Posisi Tendon Ditengah Bentang

- jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1
 $a = 0,1 \text{ m}$

Tabel 6. 17 Posisi tendon di tengah bentang

jumlah tendon baris ke-1:	$n_{t1} =$	3	tendon	19	strands	57	strands
jumlah tendon baris ke-2:	$n_{t2} =$	1	tendon	12	strands	12	strands
	$n_t =$	4	tendon		$n_s =$	69	strands

- momen statis tendon terhadap alas :

$$n_s \cdot z_0 = n_1 \cdot a + n_2 \cdot (a + y_d)$$

- maka :

$$\begin{aligned}
 y_d &= n_s \cdot (z_0 - a) / n_2 \\
 &= 69 \cdot (0,138 - 0,1) / 12 \\
 &= 0,216 \text{ m}
 \end{aligned}$$

diambil, $y_d = 0,15 \text{ m}$

- diameter selubung tendon (d_t) = 0,076 m

- jarak bersih antar selubung tendon :

$$\begin{aligned}
 y_d - d_t &= 0,15 - 0,076 \\
 &= 0,07 \text{ m} \\
 &= 74 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Posisi Tendon di Tumpuan

- jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1

$$a' = 0,35 \text{ m}$$

Tabel 6. 18 Posisi tendon di tumpuan

jumlah tendon baris ke-1:	$n_1 =$	1	tendon	12	strands	12	strands
jumlah tendon baris ke-2:	$n_2 =$	1	tendon	19	strands	19	strands
jumlah tendon baris ke-3:	$n_3 =$	1	tendon	19	strands	19	strands
jumlah tendon baris ke-4:	$n_4 =$	1	tendon	19	strands	19	strands
$n_t =$		4	tendon	$n_s =$		69	strands

- y_e = letak titik berat tendon terhadap pusat tendon bawah
- y_b = letak titik berat penampang balok terhadap alas :

$$= 1,012 \text{ m}$$
- momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah :

Tabel 6. 19 Momen statis terhadap pusat tendon terbawah

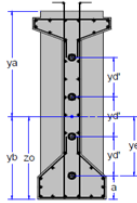
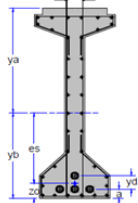
n_i	y_d'	$n_i * y_d'$
12	0	0
19	1	19
19	2	38
19	3	57
$\sum n_i * y_d' / y_d'$		114

$$\begin{aligned}
 \sum n_i \cdot y_d &= n_s \cdot y_e \\
 (\sum n_i \cdot y_d' / y_d') / n_s &= 114 / 69 = 1,652 \\
 y_e &= y_b - a' = 1,012 - 0,35 = 0,662 \text{ m} \\
 y_d' &= y_e / (y_e / y_d) = 0,662 / 1,652 = 0,401 \text{ m} \\
 z_0 &= a' + y_e = y_b = 1,012 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas Masing-Masing Tendon

Tabel 6.20 eksentrisitas tendon

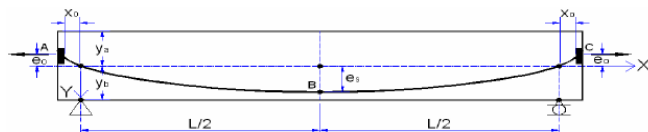
No. Tendon	Posisi Tendon di Tumpuan	Z_i' (m)	No. Tendon	Posisi Tendon di Tengah Bentang	Z_i (m)	$f_i = Z_i' - Z_i$ (m)
	$x = 0$ m			$x = 20$ m		
1	$Z_1' = a' + 3 \cdot y_d'$	1,552	1	$Z_1 = a + y_d$	0,250	1,302
2	$Z_2' = a' + 2 \cdot y_d'$	1,151	2	$Z_2 = a$	0,100	1,051
3	$Z_3' = a' + y_d'$	0,751	3	$Z_3 = a$	0,100	0,651
4	$Z_4' = a'$	0,350	4	$Z_4 = a$	0,100	0,250

6.5.8.4 Lintasan Inti Tendon (Cable)

- panjang balok (L) = 40 m
- eksentrisitas ($e_s = f$) = 0,874 m
- persamaan lintasan tendon :

$$Y = 4 \cdot f \cdot X / L^2 \cdot (L - X)$$



Gambar 6. 22 Lintasan inti tendon

Tabel 6.21 Lintasan inti tendon

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0,25	-0,022	21,00	0,872
0,00	0,000	22,00	0,866
1,00	0,085	23,00	0,855
2,00	0,166	24,00	0,839
3,00	0,243	25,00	0,820
4,00	0,315	26,00	0,796
5,00	0,383	27,00	0,767
6,00	0,446	28,00	0,735
7,00	0,505	29,00	0,697
8,00	0,560	30,00	0,656
9,00	0,610	31,00	0,610
10,00	0,656	32,00	0,560
11,00	0,697	33,00	0,505
12,00	0,735	34,00	0,446
13,00	0,767	35,00	0,383
14,00	0,796	36,00	0,315
15,00	0,820	37,00	0,243
16,00	0,839	38,00	0,166
17,00	0,855	39,00	0,085
18,00	0,866	40,00	0,000
19,00	0,872	0,25	0,022
20,00	0,874		

- $x_0 = 0,25 \text{ m}$
- $e_0 = 0,022 \text{ m}$
- $L/2 + x_0 = 40/2 + 0,25 = 20,25 \text{ m}$
- $e_s + e_0 = 0,874 + 0,022 = 0,896 \text{ m}$
- $\alpha_{AB} = 2.(e_s + e_0) / (L/2 + x_0)$
 $= 2 \cdot 0,896 / 20,25$
 $= 0,089$
- $\alpha_{BC} = 2.(e_s + e_0) / (L/2 + x_0)$
 $= 2 \cdot 0,896 / 20,25$
 $= 0,089$

Sudut Angkur

- persamaan lintasan tendon :

$$Y = 4 \cdot f_i \cdot X / L^2 \cdot (L - X)$$

$$dY/dX = 4 \cdot f_i \cdot (L - 2 \cdot X) / L^2$$

untuk $x = 0$ (posisi angkur di tumpuan), maka :

$$dY/dX = 4 \cdot f_i \cdot / L$$

persamaan sudut angkur:

$$\alpha = \text{ATAN} (dY/dX)$$

Tabel 6.22 Perhitungan sudut angkur

No. Tendon	Jumlah Strands	Diameter Selubung	Eksentrisitas (f_i)	dY/dX	Sudut Angkur				
			(m)						
1	12	84	1,302	0,1302	$\alpha_1 =$	0,129	rad	=	7,418 °
2	19	84	1,051	0,1051	$\alpha_2 =$	0,105	rad	=	6,002 °
3	19	84	0,651	0,0651	$\alpha_3 =$	0,065	rad	=	3,723 °
4	19	84	0,250	0,0250	$\alpha_4 =$	0,025	rad	=	1,432 °

Tata Letak dan Trace Kabel

$$L = 40 \text{ m}$$

$$f_0 = e_s = 0,874 \text{ m}$$

$$y_b = 1,012 \text{ m}$$

$$f_1 = 1,302 \text{ m}$$

$$f_2 = 1,051 \text{ m}$$

$$f_3 = 0,651 \text{ m}$$

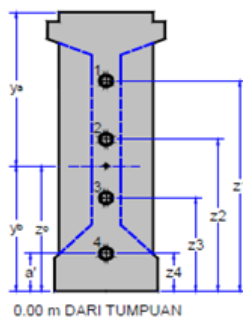
$$f_4 = 0,250 \text{ m}$$

posisi masing-masing cable :

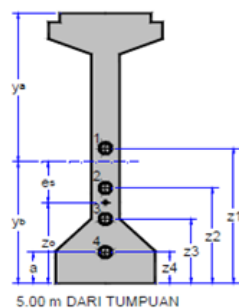
$$Z_i = Z_i' - 4 \cdot f_i \cdot X / L^2 \cdot (L - X)$$

Tabel 6.23 Posisi kabel

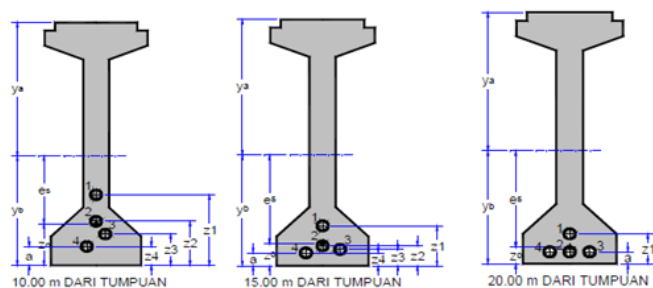
Jarak	Trace	Posisi masingcable				
X	Z ₀	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
0	1,01	1,55	1,15	0,75	0,35	
1	0,93	1,43	1,05	0,69	0,33	
2	0,85	1,30	0,95	0,63	0,30	
3	0,77	1,19	0,86	0,57	0,28	
4	0,70	1,08	0,77	0,52	0,26	
5	0,63	0,98	0,69	0,47	0,24	
6	0,57	0,89	0,62	0,42	0,22	
7	0,51	0,80	0,54	0,37	0,21	
8	0,45	0,72	0,48	0,33	0,19	
9	0,40	0,64	0,42	0,30	0,18	
10	0,36	0,58	0,36	0,26	0,16	
11	0,31	0,51	0,31	0,23	0,15	
12	0,28	0,46	0,27	0,20	0,14	
13	0,24	0,41	0,23	0,18	0,13	
14	0,22	0,37	0,19	0,16	0,12	
15	0,19	0,33	0,17	0,14	0,12	
16	0,17	0,30	0,14	0,13	0,11	
17	0,16	0,28	0,12	0,11	0,11	
18	0,15	0,26	0,11	0,11	0,10	
19	0,14	0,25	0,10	0,10	0,10	
20	0,14	0,25	0,10	0,10	0,10	



Gambar 6.24 Posisi tendon pada tumpuan



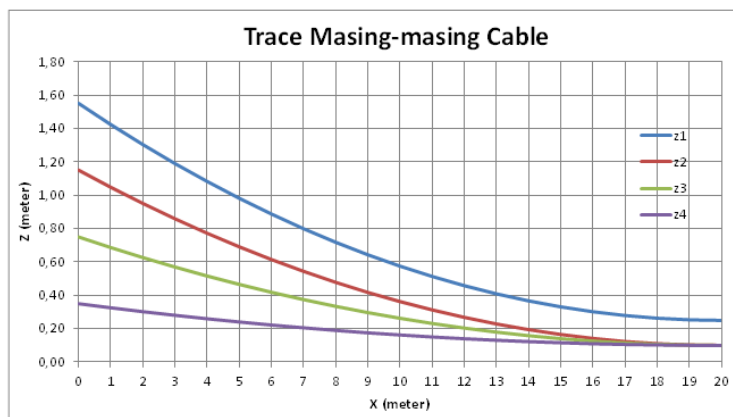
Gambar 6.23 Posisi tendon 5 m dari tumpuan



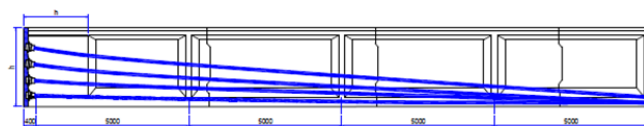
Gambar 6.25 Posisi tendon

Tabel 6.24 Posisi tendon

Jarak	Trace	Posisi masing cable			
X	Z ₀	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1,01	1,55	1,15	0,75	0,35
5	0,63	0,98	0,69	0,47	0,24
10	0,36	0,58	0,36	0,26	0,16
15	0,19	0,33	0,17	0,14	0,12
20	0,14	0,25	0,10	0,10	0,10



Gambar 6.26 Grafik trace masing-masing cable

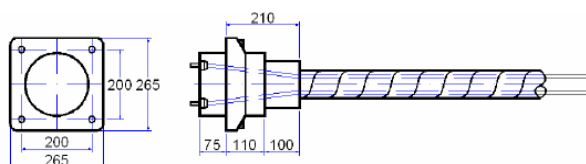


Gambar 6.27 Trace masing-masing cable

Pemakaian Angkur

Tabel 6.25 Angkur hidup

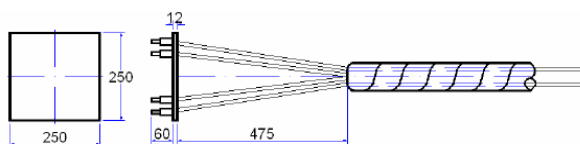
Angkur Hidup	VSL	
Tipe	19	Sc



Gambar 6.28 Angkur hidup

Tabel 6.26 Angkur mati

Angkur Mati	VSL	
Tipe	19	P



Gambar 6. 29 Angkur mati

6.5.8.5 Kehilangan Prategang (Loss of Prestress) pada Kabel

Kehilangan Prategang Akibat Gesekan Angkur

- gaya prategang akibat jacking force :

$$P_j = 9943,53 \text{ kN}$$
- kehilangan gaya gesekan angkur (3% dari P_j)

$$P_0 = 97\% \cdot P_j$$

$$= 0,97 \cdot 9943,53$$

$$= 9645,23 \text{ kN}$$

Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Kabel

- sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah :

$$\alpha_{AB} = 0,089 \text{ rad}$$

$$\alpha_{BC} = 0,089 \text{ rad}$$
- perubahan sudut total lintasan tendon :

$$\alpha = \alpha_{AB} + \alpha_{BC}$$

$$= 0,089 + 0,089$$

$$= 0,177 \text{ rad}$$
- koefisien gesek (μ) = 0,2
- koefisien wobble (β) = 0,012
- maka kehilangan gaya prategang akibat gaya kabel adalah :

$$P_x = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + \beta \cdot L_x)}$$

$$e = \text{EXP}(1) = 2,718$$
- $L_x = 20,40 \text{ m}$ $P_x = 8865 \text{ kN}$
- $L_x = 40,80 \text{ m}$ $P_x = 8441 \text{ kN}$

Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis

- jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat tampang balok

$$e_s = 0,874 \text{ m}$$
- momen inersia tampang balok

$$I_x = 0,414 \text{ m}^4$$
- luas tampang balok beton

$$A = 0,752 \text{ m}^2$$
- modulus elastik beton

$$E_{\text{balok}} = 35669973 \text{ kPa}$$
- modulus elastik baja prategang

$$E_s = 193000000 \text{ kPa}$$
- jumlah total strands

$$n_s = 69$$
- luas tampang nominal satu strands

$$A_{ST} = 0,00010 \text{ m}^2$$
- beban putus satu strands

$$P_{BS} = 187,32 \text{ kN}$$
- momen akibat berat sendiri balok

$$M_{\text{BALOK}} = 3836,73 \text{ kNm}$$
- luas tampang tendon baja prategang :

$$\begin{aligned} A_T &= n_s \cdot A_{ST} \\ &= 69 \cdot 0,00010 \\ &= 0,00681 \text{ m}^2 \end{aligned}$$
- moddulus rasio antara baja prategang dengan balok beton :

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_{\text{BALOK}} \\ &= 193000000 / 35669973 \\ &= 5,411 \end{aligned}$$
- jari-jari inersia penampang balok beton :

$$\begin{aligned}
 i &= \sqrt{I_X/A} \\
 &= \sqrt{(0,414/0,752)} \\
 &= 0,742 \text{ m} \\
 K_e &= A_T/A \cdot (1 + e_s^2/i^2) \\
 &= 0,00681 / 0,752 (1 + 0,874^2/0,742^2) \\
 &= 0,022
 \end{aligned}$$

- tegangan baja prategang sebelum kehilangan gaya prategang (ditengah bentang) :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{PI} &= n_s \cdot P_{BS}/A_T \\
 &= 69.187,32/0,00681 \\
 &= 1897872 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastik dengan memperhitungkan pengaruh berat sendiri :

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_{PE}' &= \sigma_{PI} \cdot n \cdot K_e / (1 + n \cdot K_e) \\
 &= 198827 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- tegangan beton pada level bajanya oleh pengaruh gaya prategang :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{BT} &= \Delta\sigma_{PE}' / n - M_{BALOK} \cdot e_s / I_X \\
 &= 28645 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- kehilangan tegangan baja oleh regangan elastik tanpa pengaruh berat sendiri :

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_{PE} &= \frac{1}{2} n \cdot \sigma_{BT} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 5,411 \cdot 28645 \\
 &= 77495 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

maka kehilangan prategang akibat perpindahan elastis :

$$\begin{aligned}
 \Delta P_E &= \Delta\sigma_{PE} \cdot A_T \\
 &= 77495 \cdot 0,00681 \\
 &= 528 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kehilangan Tegangan Akibat Pengangkuran

- panjang tarik masuk
 $\Delta L = 0,002 \text{ m}$
- modulus elastik baja prategang
 $E_S = 193000000 \text{ kPa}$
- luas tampang tendon baja prategang :
 $A_T = n_S \cdot A_{ST}$
 $= 69 \cdot 0,00010$
 $= 0,00681 \text{ m}^2$
- kehilangan gaya prategang akibat gesekan angkur :
 $P_0 = 9645,23 \text{ kN}$
- kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel:
 $P_X = 8864,89 \text{ kN}$
- jarak dari ujung sampai tengah bentang (L_X) = 20,40 m
- kemiringan diagram gaya :
 $m = (P_0 - P_X) / L_X$
 $= (9645,23 - 8864,89) / 20,40$
 $= 38,25^\circ$
- jarak pengaruh kritis slip angkur dari ujung :
 $L_{MAX} = \sqrt{(\Delta L \cdot E_S \cdot A_T / m)}$
 $= \sqrt{(0,002 \cdot 193000000 \cdot 0,00681 / 38,25)}$
 $= 8,28994 \text{ m}$

maka kehilangan gaya prategang akibat angkur :

- $\Delta P = 2 \cdot L_{MAX} \cdot \tan \omega$
 $= 2 \cdot 8,28994 \cdot 38,25$
 $= 634,209 \text{ kN}$
- $P'_{MAX} = P_0 - \Delta P / 2$
 $= 9645,23 - 634,209 / 2$
 $= 9328,12 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 - P_{\text{MAX}} &= P'_{\text{MAX}} - \Delta_{\text{PE}} \\
 &= 9328,12 - 634,209 \\
 &= 8693,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Tendon Pengaruh Susut (Shrinkage)

$$\Delta \varepsilon_{\text{SU}} = \varepsilon_{\text{B}} \cdot K_{\text{B}} \cdot K_{\text{E}} \cdot K_{\text{P}}$$

dimana :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{\text{B}} &= \text{regangan dasar susut (basic shrinkage strain)} \\
 &= 0,0006 \text{ (untuk kondisi kering udara dengan kelembaban } < 50\% \text{)}
 \end{aligned}$$

(Tabel 6.4 NAASRA Bridge Design Sepsification)

$$\begin{aligned}
 K_{\text{B}} &= \text{koefisien yang tergantung pada pemakaian air semen (Water Cement Ratio) untuk beton mutu tinggi dengan air semen :}
 \end{aligned}$$

$$w = 0,4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cement Content} &= 4,5 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 0,905 \text{ (Kurva 6.1 NAASRA Bridge Design Sepsification)}
 \end{aligned}$$

$$K_{\text{E}} = \text{koefisien yang tergantung pada tebal teroris (e}_M\text{)}$$

$$- \text{luas penampang balok}$$

$$A = 0,752 \text{ m}^2$$

$$- \text{keliling penampang balok yang berhubungan dengan udara luar}$$

$$K = 5,7 \text{ m}^2$$

$$- e_M = 2 \cdot A / K = 2 \cdot 0,752 / 5,7 = 0,26 \text{ m}$$

$$K_{\text{E}} = 0,734 \text{ (Kurva 6.2 NAASRA Bridge Design Sepsification)}$$

K_p = koefisien yang tergantung pada luas tulangan baja memanjang non-prategang, persentase luas tulangan memanjang terhadap tampang balok :

$$P = 0,50\%$$

$$\begin{aligned} k_p &= 100/(100+20.p) \\ &= 100/(100+20.0,005) \\ &= 0,999 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{SU} &= 0,0006 \cdot 0,905 \cdot 0,734 \cdot 0,999 \\ &= 0,000398 \end{aligned}$$

maka tegangan susut :

$$\begin{aligned} \sigma_{SH} &= \Delta \varepsilon_{SU} \cdot E_S \\ &= 0,000398 \cdot 193000000 \\ &= 76845,62 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Pengaruh Rayapan (Creep)

P_{initial} (keadaan saat transfer) ditengah bentang :

$$\begin{aligned} - P_i &= P_X - \Delta_{PE} \\ &= 8865 - 528 \\ &= 8337 \text{ kN} \\ - P_i/n_s \cdot P_{BS} &= 8337 / 69 \cdot 187,32 \\ &= 64,5\% \text{ UTS} \\ - E_{BALOK} &= 35669973 \text{ kPa} \\ - e_s &= 0,874 \\ - A &= 0,752 \text{ m}^2 \\ - M_{BALOK} &= 3836,73 \text{ kNm} \\ - W_a &= 0,381 \text{ m}^3 \\ - W_B &= 0,409 \text{ m}^3 \\ - \text{tegangan serat beton diatas :} \\ f_a &= -P_i/A + P_i \cdot e_s/W_a - M_{BALOK}/W_a \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -(8337/0,752) + (8337.0,874/0,381) - \\
 &\quad (3836,73/0,381) \\
 &= -2007,88 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- tegangan serat beton dibawah :

$$\begin{aligned}
 f_b &= -P_i/A + P_i \cdot e_s/W_b - M_{BALOK}/W_b \\
 &= -(8337/0,752) + (8337.0,874/0,409) - \\
 &\quad (3836,73/0,409) \\
 &= -19521,82 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Regangan Akibat Creep :

$$\epsilon_{CR} = (f_c/E_{BALOK}) \cdot K_B \cdot K_C \cdot K_D \cdot K_E \cdot K_{TN}$$

dimana :

K_C = koefisien yang tergantung pada kelembaban udara untuk perhitungan diambil kondisi kering dengan kelembaban udara < 50%
 $= 3$ (Tabel 6.5 NAASRA Bridge Design Sepsification)

K_D = koefisien yang tergantung pada derajat pengerasan beton saat dibebani dan pada suhu rata-rata di sekelilingnya selama pengerasan beton. Karena grafik pada gambar 6.4 didasarkan pada temperatur 20°C , sedang temperatur rata-rata di Indonesia umumnya lebih dari 20°C , maka perlu ada koreksi waktu pengerasan beton sebagai berikut :

jumlah hari dimana pengerasan terjadi pada:

- suhu rata-rata $T(t) = 28$ hari
- temperatur udara rata-rata $(T) = 27,5^{\circ}\text{C}$
- umur pengerasan beton terkoreksi saat dibebani :

$$\begin{aligned}
 t' &= t.(T+10)/30 \\
 &= 28(27,5+10)/30 \\
 &= 35 \text{ hari}
 \end{aligned}$$

$K_D = 0,678$, untuk semen normal tipe V (Kurva 6.4 NAASRA Bridge Design Sepsification)

K_{TN} = koefisien yang tergantung pada waktu (t) dimana pengerasan terjadi dan tebal teoritis (e_m) = 0,26

$K_{TN} = 0,2$, untuk semen normal tipe V (Kurva 6.4 NAASRA Bridge Design Sepsification)

- $f_C = f_B = 19521,8 \text{ kPa}$
- $\epsilon_{CR} = (19521,8/35669973) \cdot 0,905 \cdot 3 \cdot 0,678 \cdot 0,734 \cdot 0,2$
 $= 0,00015$
- $\sigma_{CR} = \epsilon_{CR} \cdot E_S$
 $= 0,00015 \cdot 193000000$
 $= 28543 \text{ kPa}$
- $\Delta\sigma_{SC} = \sigma_{CR} + \sigma_{SH}$
 $= 28453 + 76846,62$
 $= 106388,67 \text{ kPa}$
- $\sigma_{PI} = P_I / A_T$
 $= 8337 / 0,00681$
 $= 1224193,5 \text{ kPa}$
- besar tegangan terhadap UTS = 64,5 %
 - $x = 0$, jika : $\sigma_{PI} < 50 \text{ \% UTS}$
 - $x = 1$, jika : $\sigma_{PI} = 50 \text{ \% UTS}$
 - $x = 2$, jika : $\sigma_{PI} = 70 \text{ \% UTS}$
 maka, nilai $x = 1,275$ untuk UTS = 64,5 %

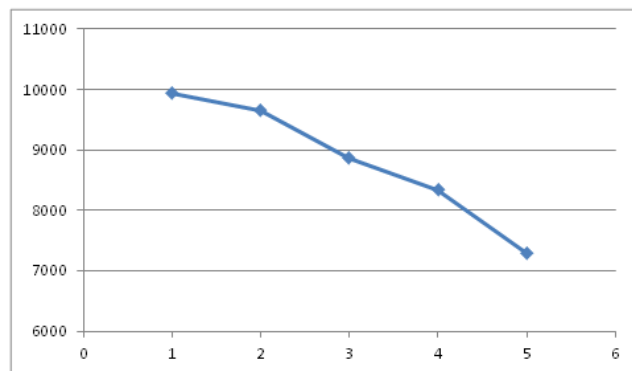
- relaksasi setelah 1000 jam pada 70 % beban UTS
(c) = 2,5 %
- $\sigma_r = X \cdot c \cdot (\sigma_{PI} - \Delta\sigma_{SC})$
 $= 1,275 \cdot 0,025 (1224193 - 106388,67)$
 $= 48253,31 \text{ kPa}$
- Loss of prestress jangka panjang :
 $\Delta\sigma_{SC} + \sigma_r = 106388,67 + 48253,31$
 $= 153641,9 \text{ kPa}$
- $\Delta P = (\Delta\sigma_{SC} + \sigma_r) \cdot A_T$
 $= 153641,9 \cdot 0,00681$
 $= 1046,35 \text{ kN}$
- gaya efektif ditengah bentang balok :
 $P_{EFF} = P_i - \Delta P$
 $= 8337 - 1046,35$
 $= 7290,78 \text{ kN}$
- kehilangan gaya prategang total :
 $= (1 - P_{EFF}/P_i) \cdot 100\%$
 $= (1 - 7290,78/9943,53) \cdot 1$
 $= 26,68 \%$
- estimasi awal kehilangan gaya prategang
 $= 30 \%$

kontrol tegangan pada tendon baja pasca tarik segera setelah penyaluran gaya prategang :

- tegangan ijin tendon baja pasca tarik :
 $0,70 \cdot f_{PU} = 0,70 \cdot 186000$
 $= 130200$
- tegangan yang terjadi pada tendon baja pasca tarik :
 $f_p = P_{EFF} / A_T$
 $= 7290,78 / 0,00681 = 1070552 \text{ (OK)}$

Tabel 6. 27 Resume gaya prategang

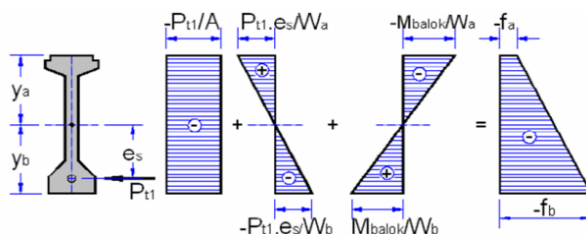
Gaya	Nilai (kN)	Loss of Prestress	% UTS
P_j	9943,53	anchorage friction	
P_o	9645,23	jack friction	
P_x	8864,89	elastic shortening	
P_i	8337,13	relaxation of tendon	
P_{eff}	7290,78		



Gambar 6.30 Gaya prategang

6.5.9 Tegangan Yang Terjadi Pada Penampang Balok

6.5.9.1 Keadaan Awal (Saat Transfer)



Gambar 6.31 Diagram tegangan pada balok prategang

- Mutu Beton Balok Pategang =K-500
- Kuat Tekan Beton :

$$f_c' = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41500 \text{ kPa}$$
- Kuat tekan beton keadaan awal :

$$F_{ci}' = 0,80 \times f_c'$$

$$= 0,80 \times 41,5$$

$$= 33200 \text{ kPa}$$
- Tegangan ijin tekan beton :
- $\sigma'_{\text{tekan}} = 0,60 \times f_{ci}'$

$$= 0,60 \times 33,2$$

$$= 19920 \text{ kPa}$$
- $P_T = 8542 \text{ kN}$
- $A = 0,752 \text{ m}^2$
- $M_{\text{BALOK}} = 3836,73 \text{ kNm}$
- $W_a = 0,381 \text{ m}^3$
- $W_B = 0,409 \text{ m}^3$
- $e_s = 0,874 \text{ m}$
- tegangan serat beton diatas :

$$f_a = -P_T/A + P_T \cdot e_s/W_a - M_{\text{BALOK}}/W_a$$

$$= -(8542/0,752) + (8542 \cdot 0,874/0,381) - (3836,73/0,381)$$

$$= 1897 \text{ kPa (tekan)} < 19920 \text{ kPa (OK)}$$
- tegangan serat beton dibawah :

$$f_b = -P_T/A + P_T \cdot e_s/W_b - M_{\text{BALOK}}/W_b$$

$$= -(8542/0,752) + (8542 \cdot 0,874/0,409) - (3836,73/0,409)$$

$$= 19920 \text{ kPa (tekan)} < 19920 \text{ kPa (OK)}$$

6.5.9.2 Keadaan setelah Loss of Prestress

- Mutu Beton Balok Pategang = K-500

- Kuat Tekan Beton :

$$f'_c = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41500 \text{ kPa}$$

- Tegangan ijin tekan beton :

$$= -0,45 \cdot f'_c$$

$$= -0,45 \cdot 41500$$

$$= 18675 \text{ kPa}$$

- $P_{\text{EFF}} = 7290,8 \text{ kN}$

- $A = 0,752 \text{ m}^2$

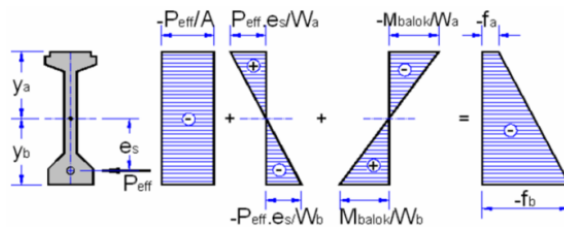
- $M_{\text{BALOK}} = 3836,73 \text{ kNm}$

- $W_a = 0,381 \text{ m}^3$

- $W_b = 0,409 \text{ m}^3$

- $e_s = 0,874 \text{ m}$

-



Gambar 6.32 Diagram tegangan balok prategang

- tegangan serat beton diatas :

$$\begin{aligned} f_a &= -P_{\text{EFF}}/A + P_{\text{EFF}} \cdot e_s / W_a - M_{\text{BALOK}} / W_a \\ &= (7290,8/0,752) + (7290,8 \cdot 0,874/0,381) - \\ &\quad (3836,73/0,381) \\ &= 3021 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)} \end{aligned}$$

- tegangan serat beton dibawah :

$$\begin{aligned} f_b &= -P_{\text{EFF}}/A + P_{\text{EFF}} \cdot e_s / W_b - M_{\text{BALOK}} / W_b \\ &= (7290,8/0,752) + (7290,8 \cdot 0,874/0,409) - \\ &\quad (3836,73/0,409) \end{aligned}$$

$$= 15895 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)}$$

6.5.9.3 Keadaan Setelah Pelat Lantai Selesai Dicor

- Mutu Beton Balok Pategang = K-500
- Kuat Tekan Beton :

$$F_c' = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41500 \text{ kPa}$$
- Tegangan ijin tekan beton :

$$-0,45 \cdot f_c' = -0,45 \cdot 41500 = 18675 \text{ kPa}$$
- $P_{EFF} = 7290,8 \text{ kN}$
- $A = 0,752 \text{ m}^2$
- $M_{BALOK} = 3836,73 \text{ kNm}$
- $M_{PELAT} = 2250 \text{ kNm}$
- $M_{BALOK+PELAT} = 6086,7 \text{ kNm}$
- $W_a = 0,381 \text{ m}^3$
- $W_B = 0,409 \text{ m}^3$
- $e_s = 0,874 \text{ m}$
- tegangan serat beton diatas :

$$\begin{aligned} f_a &= -P_{EFF}/A + P_{EFF} \cdot e_s/W_a - M_{BALOK+PELAT}/W_a \\ &= (7290,8/0,752) + (7290,8 \cdot 0,874/0,381) - \\ &\quad (6086,7/0,381) \\ &= 8933 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)} \end{aligned}$$
- tegangan serat beton dibawah :

$$\begin{aligned} f_b &= -P_{EFF}/A + P_{EFF} \cdot e_s/W_b - M_{BALOK+PELAT}/W_b \\ &= (7290,8/0,752) + (7290,8 \cdot 0,874/0,409) - \\ &\quad (6086,7/0,409) \\ &= 10397 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)} \end{aligned}$$

6.5.9.4 Tegangan Setelah Pelat Lantai dan Balok Komposit

- Mutu Beton Balok Pategang = K-500

- Kuat Tekan Beton :

$$f_c' = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41500 \text{ kPa}$$

- Tegangan ijin tekan beton :

$$\begin{aligned} 0,45 \cdot f_c' &= -0,45 \cdot 41500 \\ &= 18675 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- $P_{EFF} = 7290,8 \text{ kN}$

- $A_C = 1,048 \text{ m}^2$

- $M_{BALOK} = 3836,73 \text{ kNm}$

- $M_{PELAT} = 2250 \text{ kNm}$

- $M_{BALOK+PELAT} = 6086,7 \text{ kNm}$

- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$

- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$

- $W_{bc} = 0,531 \text{ m}^3$

- $e_s = 0,874 \text{ m}$

- eksentrisitas tendon untuk penampang komposit :

$$\begin{aligned} e'_s &= e_s + (y_{BC} - y_B) \\ &= 0,874 + (1,347 - 1,102) \\ &= 1,210 \text{ m} \end{aligned}$$

- tegangan di serat atas pelat :

$$\begin{aligned} f_{ca} &= -P_{EFF}/A_C + P_{EFF} \cdot e_s/W_{ac} - M_{BALOK+PELAT}/W_{ac} \\ &= (7290,8/0,1,048) + (7290,8 \cdot 0,874/0,75) - \\ &\quad (6086,7/0,75) \\ &= 3312 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)} \end{aligned}$$

- tegangan di serat atas balok:

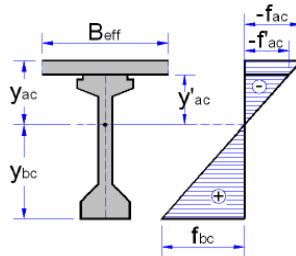
$$\begin{aligned} f_{ca} &= -P_{EFF}/A_C + P_{EFF} \cdot e_s/W'_{ac} - M_{BALOK+PELAT}/W'_{ac} \\ &= (7290,8/0,1,048) + (7290,8 \cdot 0,874/0,95) - \\ &\quad (6086,7/0,95) \\ &= 4077 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)} \end{aligned}$$

- tegangan di serat bawah balok :

$$f_b = -P_{EFF}/A + P_{EFF} \cdot e_s/W_{bc} - M_{BALOK+PELAT}/W_{bc}$$

$$\begin{aligned}
 &= (7290,8/0,752) + (7290,8 \cdot 0,874/0,531) - \\
 &\quad (6086,7/0,531) \\
 &= 12108 \text{ kPa (tekan)} < 18675 \text{ kPa (OK)}
 \end{aligned}$$

6.5.10 Tegangan Yang Terjadi Pada Balok Komposit



Gambar 6. 33 Diagram tegangan pada balok prategang

6.5.10.1 Tegangan Akibat Berat Sendiri (MS)

- $M_{MS} = 7425,91 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,531 \text{ m}^3$
- $A_C = 1,048 \text{ m}^2$
- tegangan di serat atas pelat :

$$\begin{aligned}
 f_{AC} &= -M_{MS} / W_{AC} \\
 &= -7425,91/0,75 \\
 &= -8897 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$
- tegangan di serat atas balok :

$$\begin{aligned}
 f'_{AC} &= -M_{MS} / W'_{AC} \\
 &= -7425,91/0,950 \\
 &= -7819 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$
- tegangan di serat bawah balok :

$$\begin{aligned}
 f_{BC} &= M_{MS} / W_{BC} \\
 &= 7425,91/0,531
 \end{aligned}$$

$$= 13996 \text{ kPa}$$

6.5.10.2 Tegangan Akibat Beban Mati (MA)

- $M_{MA} = 1210,5 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,531 \text{ m}^3$
- $A_C = 1,048 \text{ m}^2$
- tegangan di serat atas pelat :

$$f_{AC} = -M_{MA} / W_{AC}$$

$$= -1210,5/0,75$$

$$= -1613 \text{ kPa}$$
- tegangan di serat atas balok :

$$f'_{AC} = -M_{MA} / W'_{AC}$$

$$= -1210,5/0,950$$

$$= -1275 \text{ kPa}$$
- tegangan di serat bawah balok :

$$f_{BC} = M_{MA} / W_{BC}$$

$$= 1210,5/0,531$$

$$= 2282 \text{ kPa}$$

6.5.10.3 Tegangan Akibat Susut dan Rangkak (SR)

Tegangan Akibat Susut Beton (Shrinkage)

gaya internal yang timbul akibat susut (menurut NAASRA Bridge Design Spesification) dinyatakan dengan :

$$P_S = A_{PLAT} \cdot E_{PLAT} \cdot \Delta \epsilon_{SU} \cdot n \cdot [(1-e^{CF})/cf]$$

dimana :

- luas penampang pelat
 $A_{PLAT} = 0,296 \text{ m}^2$
- modulus elastik plat

$$E_{\text{PLAT}} = 23452953 \text{ kPa}$$

- bilangan natural

$$e = \text{EXP}(1) = 2,7183$$

- $n = E_{\text{PLAT}}/E_{\text{BALOK}}$

$$= 23452950 / 35669970$$

$$= 0,657$$

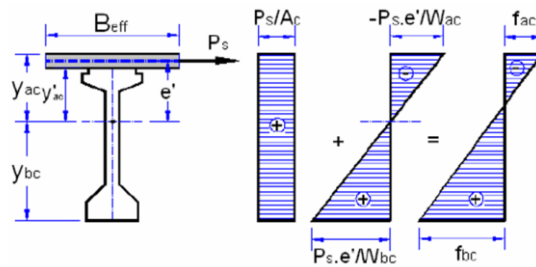
- $k_B = 0,91$ $A_C = 1,048 \text{ m}^2$

- $k_C = 3$ $W_{AC} = 0,75 \text{ m}^3$

- $k_D = 0,68$ $W'_{AC} = 0,95 \text{ m}^3$

- $k_E = 0,73$ $W_{BC} = 0,531 \text{ m}^3$

- $k_{TN} = 0,2$



Gambar 6.34 Diagram tegangan pada balok prategang

- eksentrisitas tendon :

$$e' = y_{AC} - h_0/2$$

$$= 0,953 - 0,2/2$$

$$= 0,8527 \text{ m}$$

gaya internal yang timbul akibat susut :

$$- \Delta \varepsilon_{SU} = \varepsilon_B \cdot k_B \cdot k_E \cdot k_P$$

$$= 0,0006 \cdot 0,91 \cdot 0,73 \cdot 0,99$$

$$= 0,0003982$$

$$- c_F = k_B \cdot k_C \cdot k_D \cdot k_E \cdot (1 - k_T)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,91.3.0,68.0,73(1-0,2) \\
 &= 1,081 \\
 - P_S &= 0,296 \cdot 23452953 \cdot 0,0003982 \cdot 0,657 \\
 &\quad [(1-0,8527^{-1,081})-1,081] \\
 &= 1110,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

tegangan akibat susut yang terjadi :

- tegangan di serat atas pelat :

$$\begin{aligned}
 f_{CA} &= P_S/A_C - P_S \cdot e'/W_{AC} \\
 &= 1110,42 / 1,04 - 1110,42 \cdot 0,8527 / 0,75 \\
 &= -202,53 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

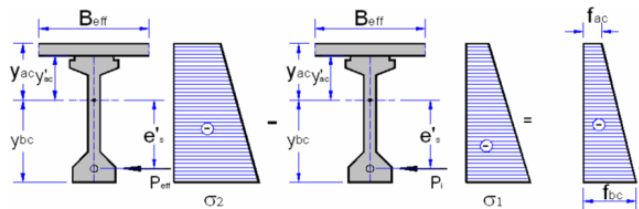
- tegangan di serat atas balok :

$$\begin{aligned}
 f'_{CA} &= P_S/A_C - P_S \cdot e'/W'_{AC} \\
 &= 1110,42/1,04 - 1110,42 \cdot 0,8527/0,95 \\
 &= 62,39 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- tegangan di serat bawah balok :

$$\begin{aligned}
 f_{CB} &= P_S/A_C - P_S \cdot e'/W'_{BC} \\
 &= 1110,42/1,04 - 1110,42 \cdot 0,8527/0,531 \\
 &= 2843,99 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan Akibat Rangkak Beton (Creep)



Gambar 6.35 Diagram tegangan pada balok prategang

Residual Creep (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinatakan dengan persamaan :

$$\sigma_{CR} = (1 - e^{-c_T}) \cdot (\sigma_2 - \sigma_1)$$

dimana :

- σ_2 = tegangan pada balok komposit pada kondisi awal sebelum loss of prestress
- σ_1 = tegangan pada balok komposit pada kondisi akhir setelah loss of prestress
- c_R = residual creep factor= 1,081
- e = 2,718
- $(1 - e^{-c_F})$ = $(1 - 2,718^{-1,081}) = 0,661$
- P_{EFF} = 7290,8 kN
- P_I = 8337,125 kN
- e'_s = 1,210 m
- $M_{BALOK+PELAT}$ = 6086,7 kNm
- W_{ac} = 0,750 m³
- W'_{ac} = 0,950 m³
- W_{bc} = 0,531 m³
- A_C = 1,048 m²

tegangan pada balok sebelum loss of prestress :

- tegangan di serat atas pelat :

$$\begin{aligned} f_{AC} &= -P_I / A_C - P_I \cdot e'_s / W_{AC} - M_{BALOK+PLAT} / W_{AC} \\ &= -8337 / 1,048 - 8337 \cdot 1,21 / 0,75 - 6086,7 / 0,75 \\ &= -2623 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- tegangan di serat atas balok :

$$\begin{aligned}
 f'_{AC} &= P_I / A_C - P_I \cdot e's / W'_{AC} - M_{BALOK+PLAT} / W_{AC} \\
 &= -8337 / 1,048 - 8337 \cdot 1,21 / 0,95 - 6086,7 / 0,95 \\
 &= -3743 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- tegangan di serat bawah balok :

$$\begin{aligned}
 f_{BC} &= P_I / A_C - P_I \cdot e's / W'_{BC} - M_{BALOK+PLAT} / W_{BC} \\
 &= -8337 / 1,048 - 8337 \cdot 1,21 / 0,531 - 6086,7 / 0,531 \\
 &= -15492 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

tegangan pada balok setelah loss of prestress :

- tegangan di serat atas pelat :

$$\begin{aligned}
 f_{AC} &= -P_{EFF} / A_C - P_{EFF} \cdot e's / W_{AC} - M_{BALOK+PLAT} / W_{AC} \\
 &= -7290,8 / 1,048 - 7290,8 \cdot 1,21 / 0,75 - 6086,7 / 0,75 \\
 &= -3312 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- tegangan di serat atas balok :

$$\begin{aligned}
 f'_{AC} &= P_{EFF} / A_C - P_{EFF} \cdot e's / W'_{AC} - M_{BALOK+PLAT} / W_{AC} \\
 &= -7290,8 / 1,048 - 7290,8 \cdot 1,21 / 0,95 - 6086,7 / 0,95 \\
 &= 4077 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- tegangan di serat bawah balok :

$$\begin{aligned}
 f_{BC} &= P_{EFF} / A_C - P_{EFF} \cdot e's / W'_{BC} - M_{BALOK+PLAT} / W_{BC} \\
 &= -7290,8 / 1,048 - 7290,8 \cdot 1,21 / 0,531 - 6086,7 / 0,531 \\
 &= -12108 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Tabel 6. 28 Tegangan pada balok prategang

		σ_2 (kPa)	σ_1 (kPa)	$\sigma_2 - \sigma_1$	$(1 - e'^2)$	σ_{σ} (kPa)
Tegangan beton di serat atas plat	$f_{\sigma a} =$	-3312	-2623	-689	0,661	-455,13
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{\sigma ba} =$	-4077	-3743	-335	0,661	-221,12
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{\sigma bb} =$	-12108	-15492	-3384	0,661	-2235,96

Superposisi Tegangan Susut dan Rangkak

Tabel 6. 29 Tegangan akibat susut dan rangkak

Tegangan pada beton akibat		Susut		Rangkak		Susut dan Rangkak
Tegangan beton di serat atas plat	$f_{\sigma a} =$	-203	kPa	-455	kPa	-658 kPa
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{\sigma ba} =$	62	kPa	-221	kPa	-159 kPa
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{\sigma bb} =$	2844	kPa	-2236	kPa	608 kPa

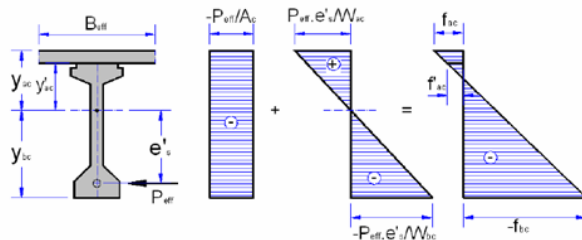
6.5.10.4 Tegangan Akibat Prategang (PR)

- gaya prategang efektif

$$P_{\text{EFF}} = 7290,78 \text{ kN}$$

- eksentrisitas

$$e'_s = 1,210 \text{ m}$$



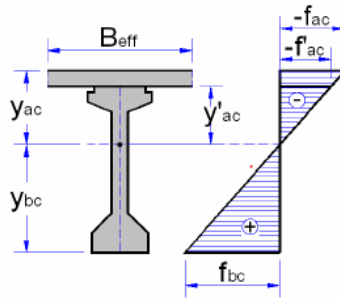
Gambar 6. 36 Diagram tegangan pada balok prategang

- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,531 \text{ m}^3$
- $A_C = 1,048 \text{ m}^2$

Tabel 6. 30 Tegangan pada balok prategang

Tegangan beton di serat atas plat	$f_{ac} = -P_{eff} / A_c + P_{eff} * e'_s / W_{ac} =$	4800	kPa
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{ac} = -P_{eff} / A_c + P_{eff} * e'_s / W'_{ac} =$	2332	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{bc} = -P_{eff} / A_c - P_{eff} * e'_s / W_{bc} =$	-23580	kPa

6.5.10.5 Tegangan Akibat Beban Lajur "D" (TD)



Gambar 6.37 Diagram tegangan pada balok prategang

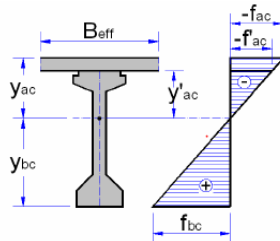
momen balok akibat beban lajur "D"

- $M_{TD} = 4536 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_b = 0,531 \text{ m}^3$

Tabel 6. 31 Tegangan pada balok prategang akibat beban lajur "D"

Tegangan beton di serat atas plat	$f_{ac} = -M_{TD} / W_{ac} =$	-6045	kPa
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{ac} = -M_{TD} / W'_{ac} =$	-4776	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{bc} = M_{TD} / W_{bc} =$	8549	kPa

6.5.10.6 Tegangan Akibat Gaya Rem (TB)



Gambar 6.38 Diagram tegangan pada balok prategang

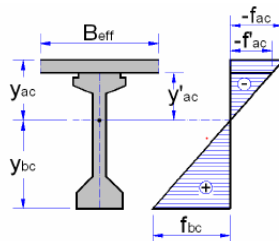
momen balok akibat gaya rem :

- $M_{TB} = 71,32 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_b = 0,531 \text{ m}^3$

Tabel 6.32 Tegangan pada balok prategang akibat gaya rem

Tegangan beton di serat atas plat	$f_{bc} = -M_{TB} / W_{ac} =$	-95	kPa
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{ac} = -M_{TB} / W'_{ac} =$	-75	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{bc} = M_{TB} / W_{bc} =$	134	kPa

6.5.10.7 Tegangan Akibat Gaya Angin(EW)



Gambar 6. 39 Diagram tegangan pada balok prategang

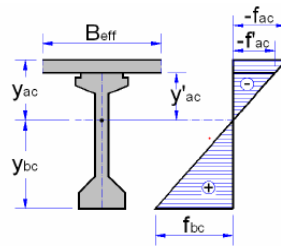
momen balok akibat gaya angin :

- $M_{EW} = 201,6 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_b = 0,531 \text{ m}^3$

Tabel 6.33 Tegangan pada balok prategang akibat gaya angin

Tegangan beton di serat atas plat	$f_{ac} = -M_{EW} / W_{ac} =$	-269	kPa
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{ac} = -M_{EW} / W'_{ac} =$	-212	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{bc} = M_{EW} / W_{bc} =$	380	kPa

6.5.10.8 Tegangan Akibat Beban Gempa (EQ)



Gambar 6.40 Diagram tegangan pada balok prategang

momen balok akibat beban gempa :

- $M_{EQ} = 460,61 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_b = 0,531 \text{ m}^3$

Tabel 6.34 Tegangan pada balok prategang akibat beban angin

Tegangan beton di serat atas plat	$f_{ac} = -M_{EQ} / W_{ac} =$	-614	kPa
Tegangan beton di serat atas balok	$f_{ac} = -M_{EQ} / W'_{ac} =$	-485	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok	$f_{bc} = M_{EQ} / W_{bc} =$	868	kPa

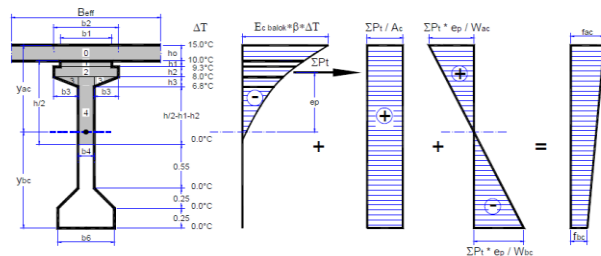
6.5.10.9 Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)

gaya internal akibat perbedaan temperatur :

$$P_T = A_T \cdot E_{\text{BALOK}} \cdot \beta \cdot (T_A + T_B)/2$$

dimana :

- A_T = luas tampang yang ditinjau
- T_A = perbedaan temperatur gradien bagian atas
- T_B = perbedaan temperatur gradien bagian bawah
- perbedaan temperatur
 $\Delta T = 15^{\circ}\text{C}$
- modulus elastik balok
 $E_{\text{BALOK}} = 23452953 \text{ kPa}$
- koefisien muai
 $\beta = 0,000011/^{\circ}\text{C}$



Gambar 6. 41 Diagram tegangan pada balok prategang

- $W_{ac} = 0,750 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 0,950 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,531 \text{ m}^3$
- $A_C = 1,048 \text{ m}^2$
- $y_{AC} = 0,953$

- $y_{BC} = 1,347$
- $B_{EFF} = 1,48 \text{ m}$
- $H = 2,1 \text{ m}$

Tabel 6. 35 Perhitungan momen akibat pengaruh temperatur

No.	Lebar	Tebal	Luas	Temperatur		$(T_a + T_b) / 2$	Gaya	lengan terhadap titik berat penampang balok komposit	z_i	Momen M_{bt}
	b (m)	h (m)	A_c (m ²)	atas T_a (°C)	bawah T_b (°C)	(°C)	P_t (kg)			
0	1,48	0,2	0,30	15,0	10,0	12,50	954,1	$z_0 = y_{ac} - h_0 / 2$	0,85	813,58
1	0,64	0,07	0,04	10,0	9,3	9,65	111,5	$z_1 = y_{ac} - h_0 - h_1 / 2$	0,72	80,04
2	0,80	0,13	0,10	9,3	8,0	8,65	232,1	$z_2 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 / 2$	0,62	143,35
3	0,30	0,12	0,04	8,0	6,8	7,40	68,73	$z_3 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 - h_3 / 3$	0,51	35,24
4	0,20	0,85	0,17	8,0	0,0	4,00	175,4	$z_4 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 - h'_4 / 2$	0,13	22,40
							$\Sigma P_t = 1542$	kN	$\Sigma MP_t =$	1094,61

eksentrisitas :

$$\begin{aligned}
 e_p &= \Sigma MP_T / \Sigma P_T \\
 &= 1094,61 / 1542 \\
 &= 0,71 \text{ m}
 \end{aligned}$$

tegangan yang terjadi akibat perbedaan temperatur :

Tabel 6.36 Tegangan yang terjadi akibat pengaruh temperatur

tegangan beton di serat atas plat	$f_{at} = -E_{balok} \cdot \beta \cdot \Delta T + \Sigma P_t / A_c + \Sigma P_t \cdot e_p / W_{ac} =$	-939,86	kPa
tegangan beton di serat atas balok	$f_{ca} = -E_{balok} \cdot \beta \cdot \Delta T + \Sigma P_t / A_c + \Sigma P_t \cdot e_p / W'_{ac} =$	-1246,11	kPa
tegangan beton di serat bawah balok	$f_{cb} = \Sigma P_t / A_c - \Sigma P_t \cdot e_p / W_{bc} =$	-592,09	kPa

6.5.11 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan

- Mutu Beton = K-500
- Kuat Tekan Beton :
 $f_c' = 0,83 \times \frac{500}{10} = 41500 \text{ kPa}$
- Tegangan ijin tekan beton :
 $0,45 \cdot f_c' = -0,45 \cdot 41500 = -18675 \text{ kPa}$
- Tegangan ijin tarik beton :
 $0,50 \cdot \sqrt{f_c'} = 0,50 \cdot \sqrt{41500} = 102 \text{ kPa}$

Tabel 6.37 Kombinasi pembebanan untuk tegangan ijin

Aksi / Beban	Simbo	Kombinasi Pembebanan				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Tetap						
berat sendiri	MS	✓	✓	✓	✓	✓
beban mati tambahan	MA	✓	✓	✓	✓	✓
susut dan rangkak	SR	✓	✓	✓	✓	✓
prategang	PR	✓	✓	✓	✓	✓
B. Aksi Transien						
beban lajur "D"	TD	✓	✓	✓	✓	
gaya rem	TB	✓	✓	✓	✓	
C. Aksi Lingkungan						
pengaruh temperatur	ET		✓		✓	
beban angin	EW			✓	✓	
beban gempa	EQ					✓

6.5.11.1 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 1

Tabel 6.38 Kontrol tegangan kombinasi 1

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Teg KOMB	Keterangan
f_{sc}	-9897	-1613	-658	4800	-6045	-95	-940	-269	-614	-13508	AMAN
f_{sc}	-7819	-1275	-159	2332	-4776	-75	-1246	-212	-485	-11772	AMAN
f_{sc}	13996	2282	608	-23580	8549	134	-592	380	868	1989	AMAN

tegangan beton diserat bawah balok :

$$f_{cb} = 1989 > 0 \text{ (tarik)}$$

maka sistem sambungan segmental TIDAK AMAN

6.5.11.2 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 2

Tabel 6.39 Kontrol tegangan kombinasi 2

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Teg KOMB	Keterangan
f_{sc}	-9897	-1613	-658	4800	-6045	-95	-940	-269	-614	-14448	AMAN
f_{sc}	-7819	-1275	-159	2332	-4776	-75	-1246	-212	-485	-13018	AMAN
f_{sc}	13996	2282	608	-23580	8549	134	-592	380	868	1397	AMAN

tegangan beton diserat bawah balok :

$$f_{cb} = 1397 > 0 \text{ (tarik)}$$

maka sistem sambungan segmental TIDAK AMAN

6.5.11.3 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 3

Tabel 6.40 Kontrol tegangan kombinasi 3

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Teg KOMB	Keterangan
f_{xc}	-9897	-1613	-658	4800	-6045	-95	-940	-269	-614	-13777	AMAN
f_{xc}	-7819	-1275	-159	2332	-4776	-75	-1246	-212	-485	-11984	AMAN
f_{tx}	13996	2282	608	-23580	8549	134	-592	380	868	2369	AMAN

tegangan beton diserat bawah balok :

$$f_{cb} = 2369 > 0 \text{ (tarik)}$$

maka sistem sambungan segmental TIDAK AMAN

6.5.11.4 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 4

Tabel 6.41 Kontrol tegangan kombinasi 4

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Teg KOMB	Keterangan
f_{xc}	-9897	-1613	-658	4800	-6045	-95	-940	-269	-614	-14717	AMAN
f_{xc}	-7819	-1275	-159	2332	-4776	-75	-1246	-212	-485	-13230	AMAN
f_{tx}	13996	2282	608	-23580	8549	134	-592	380	868	1777	AMAN

tegangan beton diserat bawah balok :

$$f_{cb} = 1777 > 0 \text{ (tarik)}$$

maka sistem sambungan segmental TIDAK AMAN

6.5.11.5 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 5

Tabel 6.42 Kontrol tegangan kombinasi 5

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Teg KOMB	Keterangan
f_{xc}	-9897	-1613	-658	4800	-6045	-95	-940	-269	-614	-7982	AMAN
f_{xc}	-7819	-1275	-159	2332	-4776	-75	-1246	-212	-485	-7406	AMAN
f_{tx}	13996	2282	608	-23580	8549	134	-592	380	868	-5826	AMAN

tegangan beton diserat bawah balok :

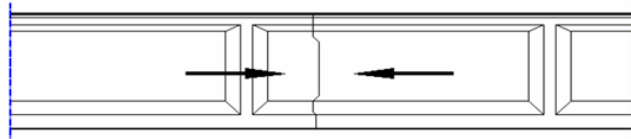
$$f_{cb} = -5826 < 0 \text{ (tekan)}$$

maka sistem sambungan segmental AMAN

Kesimpulan :

untuk berbagai kombinasi beban tidak terjadi tegangan tarik pada balok prategang, sehingga

sistem sambungan segmental pada balok cukup menggunakan resin (epoxy) tanpa angkur.



Sambungan tekan pada segmental

Gambar 6. 42 Sambungan tekan pada segmental

6.5.12 Pembesian End Block

gaya prategang akibat jacking pada masing-masing kabel :

$$P_J = P_0 \cdot n_s \cdot P_{BS}$$

Tabel 6. 43 Gaya prategang akibat *jacking*

no cable	angkur hidup VSL		angkur mati VSL		n_s (strands)	P_{st} (kN)	P_0	P_i (kN)	sudut (°)
	S_c (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)					
1	19	265	19	250	12	187,32	76,93%	1729,31	7,418
2	19	265	19	250	19	187,32	76,93%	2738,07	6,002
3	19	265	19	250	19	187,32	76,93%	2738,07	3,723
4	19	265	19	250	19	187,32	76,93%	2738,07	1,432

Momen statis penampang balok

- Letak titik berat :

$$y_A = 1,088 \text{ m}$$

$$y_B = 1,012 \text{ m}$$

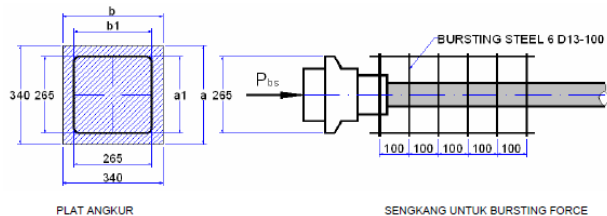
Tabel 6.44 Momen statis luasan bagian atas

no.	lebar	tebal	shape	luas	lengan	momen
	b (m)	h (m)		A (m ²)	y (m)	A * y (m ³)
1	0,64	0,07	1	0,045	1,053	0,0472
2	0,80	0,13	1	0,104	0,953	0,0991
3	0,30	0,12	1	0,036	0,848	0,0305
4	0,20	0,89	1	0,178	0,444	0,0789
$S_{x2} =$						0,2557

Tabel 6. 45 Momen statis luasan bagian bawah

no.	lebar	tebal	shape	luas	lengan	momen
	b	h		A	y	A * y
	(m)	(m)		(m ²)	(m)	(m ³)
4	0,20	0,76	1	0,152	0,381	0,0581
5	0,25	0,25	1	0,063	0,679	0,0424
6	0,70	0,25	1	0,175	0,887	0,1552
$S_{st} =$						0,2557

6.5.12.1 Perhitungan Senggang Bursting Force



Gambar 6. 43 Plat angkur dan sengkang untuk *bursting force*

Diketahui :

- $a = 340 \text{ mm}$
- $a_1 = 250 \text{ mm}$
- $b = 340 \text{ mm}$
- $b_1 = 250 \text{ mm}$
- rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah vertikal (r_A) = a_1/a
- rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah horizontal (r_B) = b_1/b
- bursting force untuk sengkang arah vertikal
 $P_{BTA} = 0,30 \cdot (1-r_A) \cdot P_j$
- bursting force untuk sengkang arah horizontal

$$P_{BTB} = 0,30 \cdot (1-r_B) \cdot P_j$$

- luas tulangan sengkang arah vertikal yang diperlukan

$$A_{RA} = P_{BTA} / (0,85 \cdot f_s)$$

- luas tulangan sengkang arah horisontal yang diperlukan

$$A_{RB} = P_{BTB} / (0,85 \cdot f_s)$$

- tegangan ijin tarik baja sengkang

$$f_s = 0,578 \cdot f_Y$$

untuk mutu baja sengkang U – 32, maka :

- tegangan leleh baja sengkang

$$f_Y = 320000 \text{ kPa}$$

- tegangan ijin tarik baja sengkang

$$f_s = 184960 \text{ kPa}$$

digunakan penutup diameter 2D 13mm

- luas penampang sengkang :

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \cdot \pi / 4 \cdot D^2 \\ &= 2 \cdot \pi / 4 \cdot 13^2 \\ &= 265,465 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- jumlah sengkang arah vertikal yang dibutuhkan

$$n = A_{RA} / A_s$$

- jumlah sengkang arah horisontal yang dibutuhkan

$$n = A_{RB} / A_s$$

Tabel 6.46 Perhitungan sengkang arah vertikal

no cable	angkur hidup VSL		angkur mati VSL		P _j (kN)	a ₁ (mm)	a (mm)	r _s	P _{sis} (kN)	A _s (mm ²)	jumlah sengkang
	S _x (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)							
1	19	265	19	250	1729,31	250	340	0,735	137,33	0,00087	3,29
2	19	265	19	250	2738,07	250	340	0,735	217,44	0,00138	5,21
3	19	265	19	250	2738,07	250	340	0,735	217,44	0,00138	5,21
4	19	265	19	250	2738,07	250	340	0,735	217,44	0,00138	5,21

Tabel 6.47 Perhitungan sengkang arah vertikal

no cable	angkur hidup VSL		angkur mati VSL		P_i	b_i	b	f_s	P_{210}	A_{210}	jumlah sengkang
	S_c (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)	(kN)	(mm)	(mm)		(kN)	(m ²)	
1	19	265	19	250	1729,31	250	340	0,735	137,33	0,00087	3,29
2	19	265	19	250	2738,07	250	340	0,735	217,44	0,00138	5,21
3	19	265	19	250	2738,07	250	340	0,735	217,44	0,00138	5,21
4	19	265	19	250	2738,07	250	340	0,735	217,44	0,00138	5,21

6.5.12.2 Jumlah sengkang yang digunakan untuk bursting force

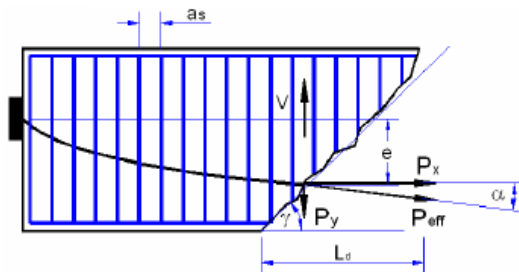
Tabel 6.48 Jumlah sengkang untuk *bursting force*

no cable	angkur hidup VSL		angkur mati VSL		jumlah sengkang
	S_c (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)	
1	19	265	19	250	6
2	19	265	19	250	6
3	19	265	19	250	6
4	19	265	19	250	6

6.5.12.3 Tinjauan Terhadap Geser

V = gaya geser akibat beban

M = momen akibat beban



Gambar 6.44 Gaya geser pada balok prategang

- eksentrisitas tendon

$$e = y = \frac{4fX}{L^2}(L - X)$$

- sudut kemiringan tendon

$$\alpha = \text{ATAN} \left[\frac{4fX(L - 2X)}{L^2} \right]$$

- komponen gaya arah X

$$P_x = P_{eff} \cdot \cos \alpha$$
- komponen gaya arah Y

$$P_y = P_{eff} \cdot \sin \alpha$$
- Resultane gaya geser

$$V_r = V - P_y$$
- Tegangan geser yang terjadi

$$f_v = \frac{V_r s_x}{b I_x}$$

Untuk perhitungan tinjauan geser di atas netral, perlu diketahui nilai-nilai dari variabel berikut:

- Tegangan beton serat atas

$$f_a = -P_x/A + P_x \cdot e/W_a - M/W_a$$
- sudut bidang geser

$$\gamma = 0,5 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot f_v/f_a)$$
- jarak sengkang yang diperlukan

$$a_s = f_a \cdot A_t / (f_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$
- tegangan beton di serat bawah

$$f_b = -P_x/A + P_x \cdot e/W_b - M/W_b$$
- sudut bidang geser

$$\gamma = 0,5 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot f_v/f_b)$$
- jarak sengkang yang diperlukan

$$a_s = f_b \cdot A_t / (f_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

untuk tulangan geser direncanakan menggunakan tulangan dengan diameter 13 mm (D13), maka:

$$\begin{aligned}
 A_t &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan tulangan geser, juga perlu diketahui data-data yang telah diketahui dari perhitungan-perhitungan sebelumnya, yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_t &= \text{luas tulangan geser} \\
 &= 0,000133 \text{ m}^2 \\
 F &= \text{eksentrisitas tendon} \\
 &= 0,874 \text{ m} \\
 L &= \text{panjang jembatan} \\
 &= 40 \text{ m} \\
 P_{\text{eff}} &= P \text{ efektif} \\
 &= 7290,78 \text{ kN} \\
 b &= 0,30 \text{ m} \\
 A &= \text{luas penampang balok} \\
 &= 0,752 \text{ m}^2 \\
 I_x &= \text{inersia penampang} \\
 &= 0,414 \text{ m} \\
 S_x &= \text{momen statis penampang} \\
 &= 0,2557 \text{ m}^3 \\
 W_a &= \text{tahanan momen sisi atas} \\
 &= 0,381 \text{ m}^3 \\
 W_b &= \text{tahanan momen sisi bawah} \\
 &= 0,409 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tulangan geser dapat diketahui dengan menghitung persamaan - persamaan berikut:

- persamaan 1

$$e = 4.f.X / L^2.(L-X)$$
- persamaan 2

$$\alpha = \text{ATAN}[4f.(L-2X)/L^2]$$
- persamaan 3

$$P_x = P_{\text{eff}} \cdot \cos \alpha$$

- Persamaan 4

$$P_y = P_{\text{eff}} \cdot \sin \alpha$$
- Persamaan 5

$$V_r = V - P_y$$
- Persamaan 6

$$f_v = \frac{V_r S_x}{b I_x}$$
- persamaan 7

$$f_a = -P_x/A + P_x \cdot e/W_a - M/W_a$$

atau

$$f_b = -P_x/A + P_x \cdot e/W_b - M/W_b$$
- persamaan 8

$$\gamma = 0,5 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot f_v/f_a)$$

atau

$$\gamma = 0,5 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot f_v/f_b)$$
- persamaan 9

$$a_s = f_a \cdot A_t / (f_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

atau

$$a_s = f_b \cdot A_t / (f_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

berikut adalah hasil perhitungan tinjauan geser menggunakan rumus diatas, yaitu:

Tabel 6.49 Tinjauan geser di atas garis netral

x	kombinasi III		pers (1)	pers (2)	pers (3)	pers (4)	pers 5	pers 6
	momen M	geser V	e	α	P_x	P_y	V_r	f_v
(m)	(kNm)	(kN)	(m)	(rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kPa)
0	0,00	1271,67	0,000	0,087	7263	635	636,55	1310,09
1	1241,70	1211,73	0,085	0,083	7266	604	608,14	1251,63
2	2423,45	1151,79	0,166	0,079	7268	572	579,77	1193,23
3	3545,27	1091,85	0,243	0,074	7271	540	551,43	1134,90
4	4607,15	1031,91	0,315	0,070	7273	509	523,12	1076,63
5	5609,08	971,97	0,383	0,065	7275	477	494,83	1018,43
6	6551,08	912,03	0,446	0,061	7277	445	466,58	960,28
7	7433,14	852,09	0,505	0,057	7279	414	438,35	902,18
8	8255,25	792,15	0,560	0,052	7281	382	410,15	844,13
9	9017,43	732,21	0,610	0,048	7282	350	381,96	786,12
10	9719,67	672,27	0,656	0,044	7284	318	353,80	728,16
11	10361,96	612,33	0,697	0,039	7285	287	325,65	670,23
12	10944,32	552,39	0,735	0,035	7286	255	297,53	612,34
13	11466,74	492,45	0,767	0,031	7287	223	269,41	554,48
14	11929,21	432,51	0,796	0,026	7288	191	241,31	496,64
15	12331,75	372,57	0,820	0,022	7289	159	213,22	438,83
16	12674,34	312,63	0,839	0,017	7290	127	185,14	381,03
17	12957,00	252,69	0,855	0,013	7290	96	157,06	323,25
18	13179,72	192,75	0,866	0,009	7290	64	128,99	265,49
19	13342,49	132,81	0,872	0,004	7291	32	100,93	207,72
20	13445,33	72,87	0,874	0,000	7291	0	72,87	149,97

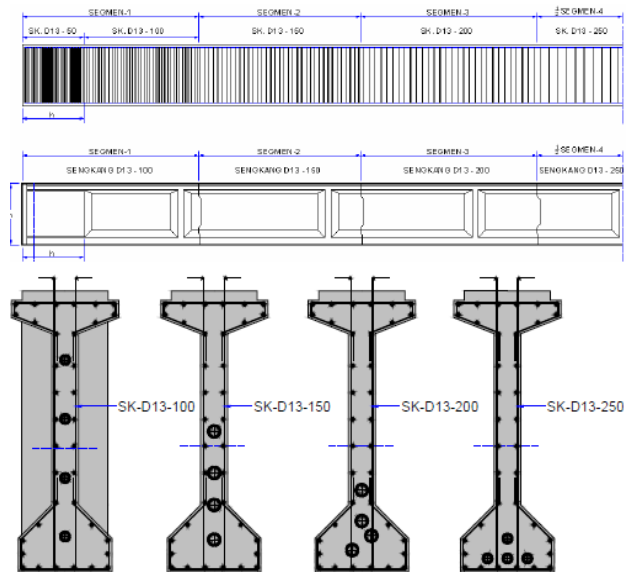
Tabel 6. 50 Tinjauan geser di atas garis netral

x	kombinasi III		pers (1)	pers (2)	pers (3)	pers (4)	pers 5	pers 6
	momen M	geser V	e	α	P_x	P_y	V_r	f_v
(m)	(kNm)	(kN)	(m)	(rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kPa)
0	0,00	1271,67	0,000	0,087	7263	635	636,55	1310,09
1	1241,70	1211,73	0,085	0,083	7266	604	608,14	1251,63
2	2423,45	1151,79	0,166	0,079	7268	572	579,77	1193,23
3	3545,27	1091,85	0,243	0,074	7271	540	551,43	1134,90
4	4607,15	1031,91	0,315	0,070	7273	509	523,12	1076,63
5	5609,08	971,97	0,383	0,065	7275	477	494,83	1018,43
6	6551,08	912,03	0,446	0,061	7277	445	466,58	960,28
7	7433,14	852,09	0,505	0,057	7279	414	438,35	902,18
8	8255,25	792,15	0,560	0,052	7281	382	410,15	844,13
9	9017,43	732,21	0,610	0,048	7282	350	381,96	786,12
10	9719,67	672,27	0,656	0,044	7284	318	353,80	728,16
11	10361,96	612,33	0,697	0,039	7285	287	325,65	670,23
12	10944,32	552,39	0,735	0,035	7286	255	297,53	612,34
13	11466,74	492,45	0,767	0,031	7287	223	269,41	554,48
14	11929,21	432,51	0,796	0,026	7288	191	241,31	496,64
15	12331,75	372,57	0,820	0,022	7289	159	213,22	438,83
16	12674,34	312,63	0,839	0,017	7290	127	185,14	381,03
17	12957,00	252,69	0,855	0,013	7290	96	157,06	323,25
18	13179,72	192,75	0,866	0,009	7290	64	128,99	265,49
19	13342,49	132,81	0,872	0,004	7291	32	100,93	207,72
20	13445,33	72,87	0,874	0,000	7291	0	72,87	149,97

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, maka digunakan tulan geser D13 dengan jarak:

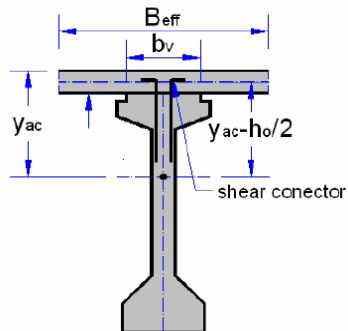
Tabel 6. 51 Resume perhitungan tulan geser

x (m)	jarak sengkang D 13		
	tinjauan geser 1	tinjauan geser 2	jarak yang diambil
0	24	24	50
1	36	36	50
2	52	50	100
3	71	68	100
4	95	90	100
5	125	118	150
6	162	152	150
7	208	194	150
8	266	246	150
9	338	312	150
10	429	396	200
11	547	503	200
12	702	644	200
13	909	832	200
14	1194	1092	200
15	1600	1462	250
16	2208	2014	250
17	3170	2890	250
18	4830	4400	250
19	8062	7341	250
20	15720	14308	250



Gambar 6. 45 Tulangan geser pada balok prategang

6.5.13 Perhitungan penghubung geser (shear connector)



Gambar 6. 46 Shear connector pada balok prategang

Diketahui data-data sebagai berikut:

- Mutu beton = K-500
- Kuat tekan beton (f_c') = 41500 kPa
- Tegangan ijin beton (f_{ci}) = 12450 kPa
- Tegangan ijin geser ($0,2.f_{ci}$) = 2490 kPa
- Mutu baja = U-32
- Tegangan leleh (f_y) = 320000 kPa
- Tegangan ijin baja ($0,578f_y$) = 184960 kPa

Untuk shear connector direncanakan menggunakan tulangan 2D13.

Maka:

- Luas tulangan:

$$A_s = 0,25 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 13^2$$

$$= 0,000133 \text{ m}^2$$
- Luas total shear connector

$$A_{st} = n_s \cdot A_s$$

$$= 2 \cdot 0,000133 \text{ m}^2$$

$$= 0,000265 \text{ m}^2$$
- S_x

$$= b_{eff} \cdot h_0 \cdot (y_{ac} - h_0/2)$$

$$= 1,48 \cdot 0,2 \cdot (0,953 - 0,2/2)$$

$$= 0,2523 \text{ m}^3$$

Untuk jarak antar shear connector dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$a_s = \frac{f_s \cdot A_{st} \cdot k_f}{(f_v/b_v)}$$

dimana:

- k_f = koefisien gesek pada bidang kontak (1-1,4)
- f_s = tegangan ijin baja shear connector
- f_{ci} = tegangan ijin beton balok komposit

f_v = tegangan geser horizontal akibat gaya lintang pada penampang yang ditinjau

$$= V_i \cdot S_x / (b_v \cdot I_x)$$

Jika $f_v > 0,2 f_{ci}$ maka penampang harus diperbesar

V_i = gaya lintang pada penampang

S_x = momen statis luasan plat terhadap titik berat penampang komposit

$$= b_{eff} \cdot h_0 \cdot (y_{ac} - h_0/2)$$

b_v = lebar bidang gesek

berdasarkan perhitungan menggunakan rumus-rumus di atas, berikut adalah resume dari perhitungan jarak shear connector:

Tabel 6.52 Resume perhitungan jarak shear connector

x	komb I	komb II	komb III	komb I	komb II	komb III	kontrol	komb I	komb II	komb III	jarak shear connect
(cm)	V_i (kN)	V_i (kN)	V_i (kN)	f_v (kN)	f_v (kN)	f_v (kN)	$f_{ci} =$ 2490	a_s (m)	a_s (m)	a_s (m)	(mm)
0	1251,51	1268,10	1271,67	690,16	699,31	701,28	AMAN	0,11	0,11	0,11	100
1	1192,57	1208,16	1211,73	657,66	666,26	668,22	AMAN	0,12	0,12	0,11	100
2	1133,64	1148,22	1151,79	625,16	633,20	635,17	AMAN	0,12	0,12	0,12	100
3	1074,71	1088,28	1091,85	592,66	600,15	602,11	AMAN	0,13	0,13	0,13	100
4	1015,78	1028,34	1031,91	560,16	567,09	569,06	AMAN	0,14	0,14	0,13	100
5	956,85	968,40	971,97	527,67	534,04	536,00	AMAN	0,15	0,14	0,14	100
6	897,91	908,46	912,03	495,17	500,98	502,95	AMAN	0,15	0,15	0,15	150
7	838,98	848,52	852,09	462,67	467,93	469,89	AMAN	0,17	0,16	0,16	150
8	780,05	788,58	792,15	430,17	434,87	436,84	AMAN	0,18	0,18	0,18	150
9	721,12	728,64	732,21	397,67	401,82	403,79	AMAN	0,19	0,19	0,19	150
10	662,19	668,70	672,27	365,17	368,76	370,73	AMAN	0,21	0,21	0,21	150
11	603,25	608,76	612,33	332,67	335,71	337,68	AMAN	0,23	0,23	0,23	200
12	544,32	548,82	552,39	300,17	302,65	304,62	AMAN	0,26	0,25	0,25	200
13	485,39	488,88	492,45	267,67	269,60	271,57	AMAN	0,29	0,28	0,28	200
14	426,46	428,94	432,51	235,18	236,54	238,51	AMAN	0,33	0,32	0,32	200
15	367,53	369,00	372,57	202,68	203,49	205,46	AMAN	0,38	0,38	0,37	200
16	308,59	309,06	312,63	170,18	170,44	172,40	AMAN	0,45	0,45	0,45	250
17	249,66	249,12	252,69	137,68	137,38	139,35	AMAN	0,56	0,56	0,55	250
18	190,73	189,18	192,75	105,18	104,33	106,29	AMAN	0,73	0,74	0,72	250
19	131,80	129,24	132,81	72,68	71,27	73,24	AMAN	1,06	1,08	1,05	250
20	72,87	69,30	72,87	40,18	38,22	40,18	AMAN	1,91	2,01	1,91	250

6.5.14 Lendutan Balok

6.5.14.1 Lendutan Pada Balok Prestress (Sebelum Komposit)

$$\text{Elastisitas balok } (E_{\text{balok}}) = 35669973 \text{ kPa}$$

$$\text{Inersia penampang } (I_x) = 0,414 \text{ m}^4$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 40 \text{ m}$$

Lendutan pada keadaan awal (transfer)

$$P_{t1} = 8452 \text{ kN}$$

$$M_{\text{balok}} = 3836,73 \text{ kNm}$$

$$e_s = 0,874$$

$$\begin{aligned} Q_{pt1} &= 8 \cdot P_{t1} \cdot e_s / L^2 \\ &= 8 \cdot 8452 \cdot 0,874 / 40^2 \\ &= 36,95 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{balok}} &= 8 \cdot M_{\text{balok}} / L^2 \\ &= 8 \cdot 3836,7 / 40^2 \\ &= 19,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= 5/384 \cdot (-Q_{pt1} + Q_{\text{balok}}) \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\ &= 5/384 \cdot (-36,95 + 19,18) \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,414) \\ &= -0,404 \text{ m (ke atas)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

Lendutan Setelah Loss Of Prestress

$$P_{\text{eff}} = 7290,8 \text{ kN}$$

$$M_{\text{balok}} = 3836,73 \text{ kNm}$$

$$e_s = 0,874$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{peff}} &= 8 \cdot P_{\text{eff}} \cdot e_s / L^2 \\ &= 8 \cdot 7290,8 \cdot 0,874 / 40^2 \\ &= 31,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{balok}} &= 8 \cdot M_{\text{balok}} / L^2 \\ &= 8 \cdot 3836,7 / 40^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 19,18 \text{ kN/m} \\
 \delta &= 5/384 \cdot (-Q_{\text{peff}} + Q_{\text{balok}}) \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\
 &= 5/384 \cdot (-31,88 + 19,18) \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,414) \\
 &= -0,029 \text{ m (ke atas)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Lendutan Setelah Plat Selesai dicor (Beton Muda)

$$\begin{aligned}
 P_{\text{eff}} &= 7290,8 \text{ kN} \\
 M_{\text{balok+plat}} &= 6086,73 \text{ kNm} \\
 e_s &= 0,874 \\
 Q_{\text{peff}} &= 8 \cdot P_{\text{eff}} \cdot e_s / L^2 \\
 &= 8 \cdot 7290,8 \cdot 0,874 / 40^2 \\
 &= 31,88 \text{ kN/m} \\
 Q_{\text{balok+plat}} &= 8 \cdot M_{\text{balok+plat}} / L^2 \\
 &= 8 \cdot 6086,73 / 40^2 \\
 &= 30,43 \text{ kN/m} \\
 \delta &= 5/384 \cdot (-Q_{\text{peff}} + Q_{\text{balok}}) \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\
 &= 5/384 \cdot (-31,88 + 30,43) \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,414) \\
 &= -0,003 \text{ m (ke atas)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Lendutan Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit

$$\begin{aligned}
 P_{\text{eff}} &= 7290,8 \text{ kN} \\
 M_{\text{balok}} &= 3836,73 \text{ kNm} \\
 e_{s'} &= 1,210 \text{ m} \\
 I_{xc} &= 0,715 \text{ m}^4 \\
 Q_{\text{peff}} &= 8 \cdot P_{\text{eff}} \cdot e_{s'} / L^2 \\
 &= 8 \cdot 7290,8 \cdot 1,210 / 40^2 \\
 &= 44,10 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{balok+plat}} &= 8 \cdot M_{\text{balok+plat}} / L^2 \\
 &= 8 \cdot 36086,73 / 40^2 \\
 &= 30,43 \text{ kN/m} \\
 \delta &= 5/384 \cdot (-Q_{\text{peff}} + Q_{\text{balok}}) \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\
 &= 5/384 \cdot (-31,88 + 30,43) \cdot 40^4 / \\
 &\quad (35669973 \cdot 0,715) \\
 &= -0,018 \text{ m (ke atas)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

6.5.14.2 Lendutan Pada Balok Komposit

diketahui data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 E_{\text{balok}} &= 35669973 \text{ kPa} \\
 I_{xc} &= 0,715 \text{ m} \\
 L &= 40 \text{ m} \\
 P_{\text{eff}} &= 7290,8 \text{ kN} \\
 e'_s &= 1,210 \\
 A_c &= 1,048 \text{ m}^2 \\
 W_{ac} &= 0,750 \text{ m}^3 \\
 W_{bc} &= 0,531 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Lendutan Akibat Berat Sendiri (MS)

$$\begin{aligned}
 Q_{MS} &= 37,130 \text{ kN/m} \\
 \delta &= 5/384 \cdot Q_{MS} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\
 &= 5/384 \cdot 37,130 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715) \\
 &= 0,0485 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 Q_{MA} &= 6,053 \text{ kN/m} \\
 \delta &= 5/384 \cdot Q_{MA} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\
 &= 5/384 \cdot 6,053 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715) \\
 &= 0,0079 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

Lendutan Akibat Prestress

$$P_{\text{eff}} = 7290,8 \text{ kN}$$

$$e_s = 0,874$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{peff}} &= 8 \cdot P_{\text{eff}} \cdot e_s / L^2 \\ &= 8 \cdot 7290,8 \cdot 0,874 / 40^2 \\ &= 31,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= 5/384 \cdot Q_{\text{peff}} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\ &= 5/384 \cdot 31,88 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715) \\ &= -0,0417 \text{ m (ke atas)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

Lendutan Akibat Susut (Shrinkage)

$$P_s = 1110,42 \text{ kN}$$

$$e' = 0,853$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ps}} &= 8 \cdot P_s \cdot e' / L^2 \\ &= 8 \cdot 1110,42 \cdot 0,853 / 40^2 \\ &= 4,734 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= 5/384 \cdot Q_{\text{ps}} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\ &= 5/384 \cdot 4,734 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715) \\ &= 0,0062 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

Lendutan Akibat Rangkak (Creep)

- Lendutan pada balok setelah plat lantai selesai dicor

$$\delta_1 = -0,00326 \text{ m}$$

- Lendutan pada balok setelah plat lantai dan balok menjadi komposit

$$\delta_2 = -0,01787 \text{ m}$$

- Lendutan akibat rangkak

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_2 - \delta_1 \\ &= -0,01787 - (-0,00326) \\ &= -0,01461 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lendutan superposisi akibat susut dan rangkai
 $\delta = -0,00842 \text{ m}$

Lendutan Akibat Beban Lajur “D” (TD)

$$P_{TD} = 15,75 \text{ kN}$$

$$Q_{TD} = 99 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\delta &= [1/48 \cdot P_{TD} \cdot L^3 / (E_{\text{balok}} \cdot I_{xc})] + [5/384 \cdot Q_{TD} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_{xc})] \\ &= [1/48 \cdot 15,75 \cdot 40^3 / (35669973 \cdot 0,715)] \\ &\quad + [5/384 \cdot 99 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715)] \\ &= 0,026 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Lendutan Akibat Beban Rem (TB)

$$M_{TB} = 142,63$$

$$\begin{aligned}\delta &= 0,0642 \cdot M_{TB} \cdot L^2 / (E_{\text{balok}} \cdot I_{xc}) \\ &= 0,0642 \cdot 142,63 \cdot 40^2 \cdot (35669973 \cdot 0,715) \\ &= 0,00057 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Lendutan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)

$$\sum P_t = 1541,90 \text{ kN}$$

$$e_p = 0,71 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 0,0642 \cdot \sum P_t \cdot L^2 / (E_{\text{balok}} \cdot I_{xc}) \\ &= 0,0642 \cdot 1541,90 \cdot 40^2 \cdot (35669973 \cdot 0,715) \\ &= 0,00441 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Lendutan Akibat Beban Angin (EW)

$$Q_{EW} = 1,008 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 5/384 \cdot Q_{EW} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\ &= 5/384 \cdot 1,008 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715)\end{aligned}$$

$$= 0,0013 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}$$

Lendutan Akibat Beban Gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 2,303 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 5/384 \cdot Q_{EQ} \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) \\ &= 5/384 \cdot 2,303 \cdot 40^4 / (35669973 \cdot 0,715) \\ &= 0,0030 \text{ m (ke bawah)} < L/240 = 0,17 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

6.5.15 Kontrol Lendutan Balok Terhadap Kombinasi Beban

Lendutan maksimum yang diizinkan:

$$\delta = \frac{L}{240} = \frac{40}{240} = 0,17 \text{ m}$$

Kombinasi 1

Tabel 6.53 Kontrol lendutan kombinasi 1

lend	brt.sndr	matitmbhn	sst - mgkk	prategang	lajur "D"	rem	temper	angin	gempa	lendutan	ket
	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	komb	(<L/300)
δ	0,049	0,0079	-0,0084	-0,042	0,026	0,00057	0,0044	0,0013	0,0030	0,0327	OKE

Kombinasi 2

Tabel 6.54 Kontrol lendutan kombinasi 2

lend	brt.sndr	matitmbhn	sst - mgkk	prategang	lajur "D"	rem	temper	angin	gempa	lendutan	ket
	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	komb	(<L/300)
δ	0,049	0,0079	-0,0084	-0,042	0,026	0,00057	0,0044	0,0013	0,0030	0,0371	OKE

Kombinasi 3

Tabel 6.55 Kontrol lendutan kombinasi 3

lend	brt.sndr	matitmbhn	sst - mgkk	prategang	lajur "D"	rem	temper	angin	gempa	lendutan	ket
	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	komb	(<L/300)
δ	0,049	0,0079	-0,0084	-0,042	0,026	0,00057	0,0044	0,0013	0,0030	0,0340	OKE

Kombinasi 4

Tabel 6.56 Kontrol lendutan kombinasi 4

lend	brt.sndr	matitmbhn	sst - mgkk	prategang	lajur "D"	rem	temper	angin	gempa	lendutan	ket
	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	komb	(<L/300)
δ	0,049	0,0079	-0,0084	-0,042	0,026	0,00057	0,0044	0,0013	0,0030	0,0384	OKE

Kombinasi 5

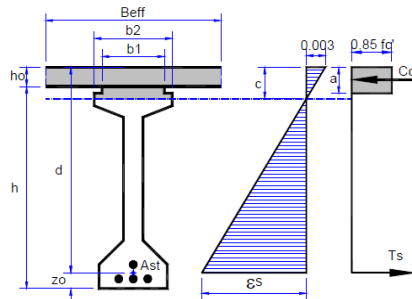
Tabel 6. 57 Kontrol lendutan kombinasi 5

lend	brt.sndr	matitmbhn	sst - mgkk	prategang	lajur "D"	rem	temper	angin	gempa	lendutan	ket
	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	komb	(<L/300)
δ	0,049	0,0079	-0,0084	-0,042	0,026	0,00057	0,0044	0,0013	0,0030	0,0384	OKE

6.5.16 Tinjauan Ultimit Balok Prestress

6.5.16.1 Kapasitas Momen Ultimit Balok

- Modulus elastisitas baja prategang (strands)
 $E_s = 193000 \text{ MPa}$
- Jumlah total strands
 $n_s = 69 \text{ buah}$
- Luas tampang nominal satu strands
 $A_{st} = 0,000010 \text{ m}^2$
- Tegangan leleh tendon baja prategang
 $F_{py} = 1580 \text{ MPa}$
- Luas tampang tendon baja prategang
 $A_{ps} = 0,0068 \text{ m}^2$
- Mutu beton K-500
- Kuat tekan beton
 $f_c = 41,5 \text{ Mpa}$



Gambar 6. 47 Diagram tegangan balok prategang

b_1	$= 0,64 \text{ m}$	h_1	$= 0,07 \text{ m}$
b_2	$= 0,80 \text{ m}$	h_2	$= 0,13 \text{ m}$
b_3	$= 0,30 \text{ m}$	h_3	$= 0,12 \text{ m}$
b_4	$= 0,20 \text{ m}$	h_4	$= 1,65 \text{ m}$
b_5	$= 0,25 \text{ m}$	h_5	$= 0,25 \text{ m}$
b_6	$= 0,70 \text{ m}$	h_6	$= 0,25 \text{ m}$
b_{eff}	$= 1,48 \text{ m}$	h	$= 2,10 \text{ m}$
		h_0	$= 0,20 \text{ m}$

tinggi total balok prategang:

$$H = h + h_0 = 2,10 + 0,20 = 2,30 \text{ m}$$

Maka:

$$\frac{L}{H} = \frac{40}{2,30} = 17,4 < 35 \text{ OKE}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 \cdot pp) = 1284 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = f_{ee} + 400 = 1471 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = 0,80 \cdot f_{py} = 1264 \text{ Mpa}$$

digunakan $f_{ps} = 1264 \text{ Mpa}$

- Letak titik berat tendon baja prategang terhadap alas
 $Z_0 = 0,1375 \text{ m}$
- Tinggi efektif balok
 $d = 2,16 \text{ m}$
- Kuat tekan beton
 $f_c = 41500 \text{ kPa}$
- Kuat leleh baja prategang
 $F_{ps} = 1264000 \text{ kPa}$
- Gaya tarik pada baja prestress
 $T_s = A_{ps} \cdot f_{ps}$
 $= 0,0068 \cdot 1264000$
 $= 8608,2 \text{ kN}$
- Gaya tekan beton
 $C_c = T_s$
 $= 8608,2 \text{ kN}$
- $a = [T_s / (0,85 \cdot f_c) - B_{eff} \cdot h_0] / b_1 + h_0$
 $= [8608,2 / (0,85 \cdot 41500) - 1,48 \cdot 0,20] / 0,64 + 0,2$
 $= 0,12 \text{ m}$
- jarak garis netral terhadap sisi atas
 $c = a / \beta_1 = 0,12 / 0,77 = 0,15 \text{ m}$
- regangan baja prestress
 $\epsilon_{ps} = 0,003 \cdot (d - c) / c$
 $= 0,003 \cdot (2,16 - 0,15) / 0,15$
 $= 0,039$

Berikut adalah perhitungan gaya tekan beton dan momen nominal:

Tabel 6. 58 Resume perhitungan momen nominal

no.	lebar (m)	tinggi (m)	Luas (m ²)	gaya (kN)	lengan terhadap pusat baja prestress	Y (m)	momen (kNm)
1	1,48	0,20	0,296	10437	$y = d - h_0 / 2$	2,06	21526
2	0,64	0,0115	0,007	260	$y = d - h_0 - (a - h_0) / 2$	2	520
$C_c = T_s =$				10697	$M_n =$		
					22046		

Dimana:

A_i = luas penampang tekan beton

Y_i = jarak pusat berat penampang tekan beton
terhadap pusat berat baja prestress

C_c = gaya internal tekan beton
 $= \sum [A_i \cdot 0,85 \cdot f_c']$

M_n = momen nominal
 $= \sum [A_i \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot y_i]$

Maka:

M_n = momen nominal
 $= 22046 \text{ kNm}$

\emptyset = faktor reduksi kekuatan lentur
 $= 0,80$

M_u = momen ultimit balok prestress
 $= \emptyset \cdot M_n$
 $= 0,80 \cdot 22046 \text{ kNm}$
 $= 17637 \text{ kNm}$

6.5.16.2 Momen Ultimit Balok

Momen Akibat Susut dan Rangkak

P_s = gaya internal akibat susut
 $= A_{plat} \cdot E_{plat} \cdot \Delta \epsilon_{su} \cdot [(1 - e^{-c_f}) / c_f]$
 $= 1110,42 \text{ kN}$

e' = eksentrisitas gaya susut terhadap pusat
penampang

$$\begin{aligned}
 &= y_{ac} - h_0 / 2 \\
 &= 0,85 \text{ m} \\
 M_s &= \text{momen akibat susut} \\
 &= -P_s \cdot e' \\
 &= -946,84 \text{ kNm} \\
 M_r &= \text{momen akibat rangkai} \\
 &= (P_i - P_{eff}) * e'_s \\
 &= 1265,9 \text{ kNm} \\
 M_{sr} &= \text{momen akibat susut dan rangkai} \\
 &= M_s + M_r \\
 &= 319,04 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Pengaruh Temperatur

$$\begin{aligned}
 P_t &= \text{gaya internal akibat perbedaan temperatur} \\
 &= A_t * E_c \text{ balok} * \beta * (T_a + T_b) / 2 \\
 &= 1541,90 \text{ kN} \\
 e_p &= \text{eksentrisitas gaya terhadap pusat penampang} \\
 &\quad \text{balok} \\
 &= 0,71 \text{ m} \\
 M_{ET} &= \text{momen akibat pengaruh temperatur} \\
 &= P_t \cdot e_p \\
 &= 1094,61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Prategang

$$\begin{aligned}
 P_{eff} &= \text{gaya prategang aktif} \\
 &= 7290,78 \text{ kN} \\
 e'_s &= \text{eksentrisitas tendon} \\
 &= 1,21 \text{ m} \\
 M_{PR} &= \text{momen akibat gaya prategang} \\
 &= -P_{eff} \cdot e'_s \\
 &= -8820,44 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 6. 59 Resume perhitungan momen

aksi / beban		faktor beban ultimit	daya layan momen		kondisi ultimit momen ultimit	
			M	(kNm)	M _u	(kNm)
A. aksi tetap						
	berat sendiri	K _{MS} 1,3	M _{MS}	7426	K _{MS} * M _{MS}	9654
	beban mati tambahan	K _{MA} 2,0	M _{MA}	1211	K _{MA} * M _{MA}	2421
	susut dan rangkai	K _{SR} 1,0	M _{SR}	319	K _{SR} * M _{SR}	319
	prategang	K _{PR} 1,0	M _{PR}	-8820	K _{PR} * M _{PR}	-8820
B. aksi transien						
	beban lajur "D"	K _{TD} 2,0	M _{TD}	4536	K _{TD} * M _{TD}	9072
	gaya rem	K _{TB} 2,0	M _{TB}	71	K _{TB} * M _{TB}	143
C. aksi lingkungan						
	pengaruh temperatur	K _{ET} 1,2	M _{ET}	1095	K _{ET} * M _{ET}	1314
	beban angin	K _{EW} 1,2	M _{EW}	202	K _{EW} * M _{EW}	242
	beban gempa	K _{EQ} 1,0	M _{EQ}	461	K _{EQ} * M _{EQ}	461

6.5.16.3 Kontrol Kombinasi Momen Ultimit

diketahui:

M_u = kapasitas momen balok
= 17637 kNm

Kombinasi 1

Tabel 6. 60 Kontrol momen ultimate kombinasi 1

mmn	brtsndr	mati tmbhn	sst - rngkk	prategang	lajur "D"	rem	temperatur	angin	gempa
ult	$K_{MS} * M_{MS}$	$K_{MA} * M_{MA}$	$K_{SR} * M_{SR}$	$K_{PR} * M_{PR}$	$K_{TD} * M_{TD}$	$K_{TB} * M_{TB}$	$K_{ET} * M_{ET}$	$K_{EW} * M_{EW}$	$K_{EQ} * M_{EQ}$
M_{IK}	9654	2421	319	-8820	9072	143	1314	242	461

Kombinasi 2

Tabel 6. 61 Kontrol momen ultimate kombinasi 2

mmn	brtsndr	mati tmbhn	sst - rngkk	prategang	lajur "D"	rem	temperatur	angin	gempa
ult	$K_{MS} * M_{MS}$	$K_{MA} * M_{MA}$	$K_{SR} * M_{SR}$	$K_{PR} * M_{PR}$	$K_{TD} * M_{TD}$	$K_{TB} * M_{TB}$	$K_{ET} * M_{ET}$	$K_{EW} * M_{EW}$	$K_{EQ} * M_{EQ}$
M_{IK}	9654	2421	319	-8820	9072	143	1314	242	461

Kombinasi 3

Tabel 6. 62 Kontrol momen ultimate kombinasi 3

mmn	brtsndr	mati tmbhn	sst - rngkk	prategang	lajur "D"	rem	temperatur	angin	gempa
ult	$K_{MS} * M_{MS}$	$K_{MA} * M_{MA}$	$K_{SR} * M_{SR}$	$K_{PR} * M_{PR}$	$K_{TD} * M_{TD}$	$K_{TB} * M_{TB}$	$K_{ET} * M_{ET}$	$K_{EW} * M_{BW}$	$K_{EQ} * M_{EQ}$
M_K	9654	2421	319	-8820	9072	143	1314	242	461

Kombinasi 4

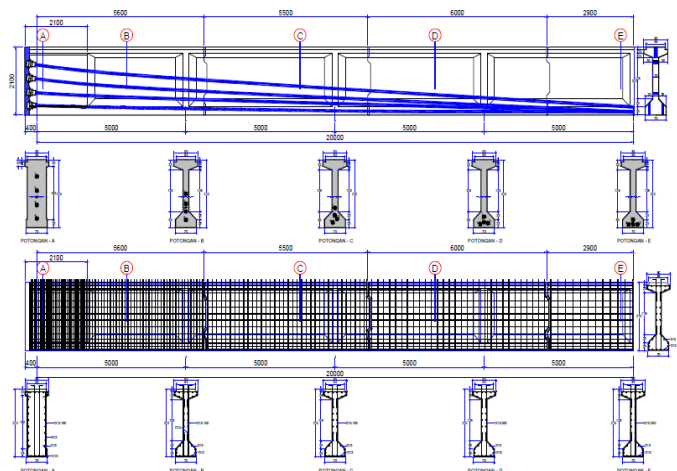
Tabel 6. 63 Kontrol momen ultimate kombinasi 4

mmn	brtsndr	mati tmbhn	sst - rngkk	prategang	lajur "D"	rem	temperatur	angin	gempa
ult	$K_{MS} * M_{MS}$	$K_{MA} * M_{MA}$	$K_{SR} * M_{SR}$	$K_{PR} * M_{PR}$	$K_{TD} * M_{TD}$	$K_{TB} * M_{TB}$	$K_{ET} * M_{ET}$	$K_{EW} * M_{BW}$	$K_{EQ} * M_{EQ}$
M_K	9654	2421	319	-8820	9072	143	1314	242	461

Kombinasi 5

Tabel 6. 64 Kontrol momen ultimate kombinasi 5

mmn	brtsndr	mati tmbhn	sst - rngkk	prategang	lajur "D"	rem	temperatur	angin	gempa
ult	$K_{MS} * M_{MS}$	$K_{MA} * M_{MA}$	$K_{SR} * M_{SR}$	$K_{PR} * M_{PR}$	$K_{TD} * M_{TD}$	$K_{TB} * M_{TB}$	$K_{ET} * M_{ET}$	$K_{EW} * M_{BW}$	$K_{EQ} * M_{EQ}$
M_K	9654	2421	319	-8820	9072	143	1314	242	461



Gambar 6. 48 Perencanaan strand dan tulangan pada balok prategang

6.6 Perencanaan Diafragma

Direncanakan diafragma dengan data-data sebagai berikut:

b	=	tebal diafragma
	=	200 mm
h	=	tinggi diafragma
	=	1650 mm
L	=	panjang diafragma
	=	2050 mm
f_c'	=	kuat tekan beton
	=	30 Mpa
f_y	=	kuat leleh baja tulangan
	=	390 Mpa
γ	=	berat jenis beton bertulang
	=	2400 kg/m ³
c	=	tebal selimut beton
	=	40 mm
D	=	diameter tulangan utama
	=	16 mm
\emptyset	=	diameter sengkang
	=	10 mm

Perhitungan Pembebanan

Diafragma merupakan struktur yang bekerja menahan berat sendiri (tidak menerima beban luar dan tidak sebagai struktur utama).

$$\begin{aligned}
 W_d &= \text{berat sendiri diafragma} \\
 &= b \times h \times \gamma_c \\
 &= 0,20 \times 1,65 \times 2,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,79 \text{ ton/m} \\
 W_u &= 1,3 \times W_d \\
 &= 1,3 \times 0,79 \text{ ton/m} \\
 &= 1,03 \text{ ton/m} \\
 M_A &= M_B = 1/12 \times W_u \times L^2 \\
 &= 0,08 \times 1,03 \times 2,05^2 \\
 &= 0,36 \text{ tonm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tinggi efektif} \\
 &= h - c - \emptyset - 0,5D \\
 &= 1650 - 40 - 10 - 8 \\
 &= 1592 \text{ mm} \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\
 &= 15,3 \\
 R_n &= \frac{M_n}{\emptyset b d^2} = \frac{3605745}{0,80 \times 200 \times 1592^2} \\
 &= 0,01 \\
 \beta &= 0,85 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,0036 \\
 \rho_b &= 0,85 \times \beta \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,034 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,034 \\
 &= 0,0253 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 0,01}{390}} \right)$$

$$= 0,000023$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 < 0,000023 < 0,0253$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0036 \times 200 \text{ mm} \times 1592 \text{ mm}$$

$$= 1143 \text{ mm}^2$$

Direncanakan digunakan tulangan utama:

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$D = 16 \text{ mm}$$

$$A = 1340 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 1143 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

Direncanakan tulangan bagi:

$$A_s = 10\% A_{\text{spakai}}$$

$$= 134 \text{ mm}^2$$

$$n = 2 \text{ buah}$$

$$D = 10 \text{ mm}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 > A_s = 134 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)}$$

Perhitungan Kontrol Terhadap Geser

$$V_u = 0,5 \times W_u \times L$$

$$= 0,5 \times 1,03 \times 2,05$$

$$= 1,06 \text{ ton}$$

$$= 10553 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \sqrt{30} \times 200 \times 1592$$

$$= 296471$$

$$(\phi \times V_c) / 2 = (0,60 \times 296471) / 2$$

$$= 88941 \text{ N} > V_u = 10553 \text{ N (OKE)}$$

6.7 Perencanaan Pondasi Dermaga

Direncanakan pondasi dengan spesifikasi sebagai berikut:

Jenis = tiang pancang baja

D_{luar} = diameter luar
= 0,70 m

t = tebal
= 0,012 m

D_{dalam} = diameter dalam
= $0,70 - (2 \times 0,012)$
= 0,676 m

γ = berat jenis baja
= 7850 kg/m^3

W = berat tiang
= $206,91 \text{ kg/m}$

U_p = keliling tiang
= πD
= $3,14 \times 0,70 \text{ m}$
= 2,19 m

A_{tot} = luas total
= $0,25 \pi D^2$
= $0,25 \times 3,14 \times 0,70^2$
= $0,385 \text{ m}^2$

A_{tiang} = luas tiang
= $0,25 \pi (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2)$
= $0,25 \times \pi \times (0,70^2 - 0,676^2)$
= $0,0259 \text{ m}^2$

I = momen inersia
= $\pi/64 \times (D_{\text{luar}}^4 - D_{\text{dalam}}^4)$
= $3,14/64 \times (0,70^4 - 0,676^4) = 0,00154 \text{ m}^4$

Tabel 6. 65 Data tanah untuk perencanaan pondasi dermaga

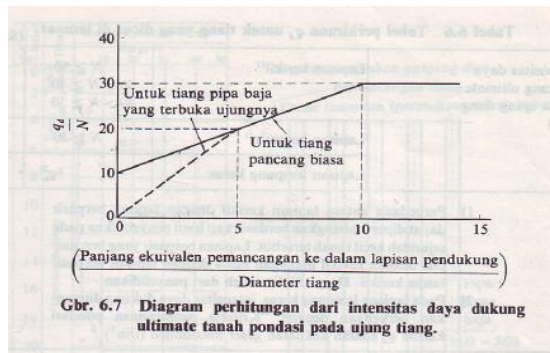
Depth	N	f _i	$\sum f_i$	Friction = $\sum f_i \times Q$
(m)		t/m ²	t/m	t
0	0	0	0	0
-1	0	0	0	0
-2	0	0	0	0
-3	0	0	0	0
-4	0	0	0	0
-5	0	0	0	0
-6	0	0	0	0
-7	0	0	0	0
-8	0	0	0	0
-9	0	0	0	0
-10	46	9	9	20
-11	40	10	19	40
-12	52	10	29	65
-13	51	10	40	87
-14	60	10	50	109
-15	50	10	60	131
-16	51	10	70	153
-17	50	10	80	175
-18	50	10	90	197
-19	50	10	100	219
-20	50	10	110	241
-21	50	10	120	263
-22	50	10	130	285
-23	50	10	140	307
-24	50	10	150	329
-25	50	10	160	351
-26	0	0	160	351
-27	0	0	160	351
-28	0	0	160	351
-29	0	0	160	351
-30	0	0	160	351
-31	0	0	160	351
-32	0	0	160	351
-33	0	0	160	351
-34	0	0	160	351
-35	0	0	160	351
-36	0	0	160	351
-37	0	0	160	351
-38	0	0	160	351
-39	0	0	160	351

6.7.1 Daya Dukung Aksial Pondasi Pancang

Tiang pancang direncanakan dengan panjang 30 m.

$$\sum l_i \cdot f_i = 130 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned}
 R_f &= \text{gaya geser maksimum dinding tiang} \\
 &= U_p \times \sum l_i f_i \\
 &= 2,199 \text{ m} \times 130 \text{ t/m} \\
 &= 285,45 \text{ ton} \\
 l/D &= 7,5 \\
 l &= \text{panjang penetrasi} \\
 &= 7,5 \times D \\
 &= 7,5 \times 0,70 \text{ m} \\
 &= 5,25 \text{ m} \\
 q_D/N &= 25 \text{ (didapat dari diagram perhitungan dari} \\
 &\quad \text{intensitas daya dukung ultimate tanah} \\
 &\quad \text{pondasi pada ujung tiang)}
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 49 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \text{harga } N \text{ pada ujung tiang} \\
 &= 50 \\
 N_2 &= \text{harga } N \text{ rata-rata pada jarak } 4D \text{ dari ujung} \\
 &\quad \text{tiang} \\
 &= (50 + 50)/2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 50 \\
 N &= (N_1 + N_2)/2 \\
 &= (50 + 50)/2 \\
 &= 50 \\
 q_D &= 25 \times N \\
 &= 25 \times 50 \\
 &= 1250 \text{ t/m}^2 \\
 R_t &= \text{daya dukung ujung tiang} \\
 &= q_D \times A \\
 &= 1250 \text{ ton/m}^2 \times 0,385 \text{ m}^2 \\
 &= 481,06 \text{ ton} \\
 R_u &= \text{daya dukung ultimate} \\
 &= R_f + R_t \\
 &= 285,45 \text{ ton} + 481,06 \text{ ton} \\
 &= 766,50 \text{ ton/ tiang} \\
 W_p &= \text{berat per titik tiang} \\
 &= W \times L \\
 &= 0,2069 \text{ ton/m} \times 30 \text{ m} \\
 &= 6,207 \text{ ton} \\
 SF &= \text{angka keamanan} \\
 &= 3 \\
 R_a &= \text{daya dukung ijin tiang} \\
 &= (R_u/SF) - W_p \\
 &= (766,50/3) - 6,207 \\
 &= 249,29 \text{ ton} > P_{\text{terjadi}} = 217,07 \text{ ton (OKE)}
 \end{aligned}$$

6.7.2 Daya Dukung Horizontal Pondasi Pancang

$$\begin{aligned}
 N &= 46 \text{ (diambil nilai N-SPT minimal)} \\
 E_o &= \text{modulus elastisitas tanah} \\
 &= 28 \times N \\
 &= 28 \times 46
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1288 \text{ kg/cm}^2 \\
 y_i &= \text{deformasi horizontal ijin} \\
 &= 1 \text{ cm} \\
 k &= \text{koefisien reaksi tanah dasar} \\
 &= 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y_i^{-0,5} \\
 &= 0,2 \times 1288 \times 70^{-0,75} \times 1^{-0,5} \\
 &= 10,64 \text{ kg/cm}^3 \\
 \beta &= (kD/(4EI))^{0,25} \\
 &= (10,64 \times 70 / (4 \times 2000000 \times 153510,7))^{0,25} \\
 &= 0,00298 \text{ cm}^{-1} \\
 L_m &= \text{virtual vixity point} \\
 &= 1/\beta \tan^{-1} 1/\beta \cdot h \\
 &= 1/0,00298 \tan^{-1} 1/0,00298 \times 30 \\
 &= 525,84 \text{ cm} = 5,26 \text{ m} \\
 H_a &= \text{daya dukung gaya horizontal tiang tegak} \\
 &= [(kD) \times 1/\beta^3] / y_i \\
 &= [(10,64 \times 70) \times 1/0,00298^3] / 1 \\
 &= 249,90 \text{ ton/tiang} \\
 H_{a \text{ ijin}} &= H_a / SF \\
 &= 249,90 / 3 \\
 &= 83,3 \text{ ton/tiang} \\
 M_a &= \text{momen lentur pada posisi virtual fixity point} \\
 &= H_a \times L_m \\
 &= 83,3 \text{ ton/tiang} \times 5,26 \text{ m} \\
 &= 438,04 \text{ ton m/tiang}
 \end{aligned}$$

6.7.3 Kapasitas Cabut Tiang

$$\begin{aligned}
 R_c &= \text{kapasitas cabut tiang} \\
 &= R_f / SF + W_p \\
 &= 285,45 \text{ ton} / 3 + 6,207 \text{ ton} \\
 &= 101,36 \text{ ton/tiang}
 \end{aligned}$$

6.7.4 Perhitungan Tulangan Isian Tiang Pancang

Dalam merencanakan tulangan isian untuk tiang pancang, perlu diketahui data-data sebagai berikut:

- f_c' = kuat tekan beton
= 30 Mpa
- f_y = kuat leleh baja
= 390 Mpa
- D = diameter tiang pancang
= 0,70 m = 700 mm
- A = luas tiang pancang
= $0,25 \times \pi \times D^2$
= $0,25 \times 3,14 \times (700\text{mm})^2$
= 384845,10 mm²
- P_u = daya dukung ijin vertikal
= 2492900 N
- h = panjang tulangan isian rencana
= 2000 mm
- \emptyset = faktor reduksi
= 0,65

Karena, transformasi tiang menjadi persegi delapan ekuivalen, maka:

- h' = $0,80 \times h$
= $0,80 \times 2000 \text{ mm}$
= 1600 mm
- d = $0,50 \times [h' + (2h/3)]$
= $0,50 \times [1600 + (2 \times 2000 / 3)]$
= 1467 mm
- b = A / h'
= $384845,10 \text{ mm}^2 / 1600 \text{ mm}$

$$= 240,53 \text{ mm}$$

Tulangan tiang direncanakan saling berhadapan sehingga:

$$\begin{aligned} A_{st} &= \text{luas tulangan perlu} \\ &= 0,01 \times b \times d \\ &= 0,01 \times 240,53 \text{ mm} \times 1467 \text{ mm} \\ &= 3527,75 \text{ mm}^2 \\ P_n &= [0,85 \times f_c \times (A - A_{st})] + (f_y \times A_{st}) \\ &= [0,85 \times 30 \times (384845,10 - 3527,75)] + (390 \times 3527,75) \\ &= 11099414 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,65 \times 11099414 \text{ N} \\ &= 7214619 \text{ N} > P_u = 242900 \text{ N (OKE)} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan:

$$\begin{aligned} D &= \text{diameter tulangan} \\ &= 25 \text{ mm} \\ n &= \text{jumlah tulangan} \\ &= 8 \text{ buah} \\ A_s &= \text{luas tulangan pakai} \\ &= n \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 8 \times 0,25 \times 3,14 \times (25\text{mm})^2 \\ &= 3927 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3527,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

6.8 Perencanaan Pile Cap

Direncanakan pilecap dengan data-data sebagai berikut:

- b = lebar pilecap
 = 1500 mm
 l = panjang pile cap
 = 1500 mm
 h = tebal pile cap
 = 800 mm
 c = tebal cover
 = 100 mm
 D = diameter rencana tulangan
 = 25 mm
 d = tinggi efektif
 = $h - c - D - 1/2D$
 = $800 - 100 - 25 - 25/2$
 = 662,5 mm
 ϕ = faktor reduksi
 = 0,80
 f'_c = kuat tekan beton
 = 30 Mpa ($\beta = 0,80$)
 f_y = kuat leleh baja
 = 390 Mpa
 E_c = modulus elastisitas beton
 = $4700 \sqrt{f'_c}$
 = $4700 \sqrt{30}$ Mpa
 = 25742,96 Mpa
 E_s = modulus elastisitas baja
 = 200000 Mpa

Perhitungan Tulangan Pilecap

- P = 249,29 ton
 M_u = $P \times$ eksentrisitas

$$\begin{aligned}
&= 249,29 \text{ ton} \times 0,7 \text{ m} \\
&= 174,5 \text{ ton m} = 1745000000 \text{ Nmm} \\
M_n &= M_u / \phi \\
&= 1745000000 \text{ Nmm} / 0,8 \\
&= 2181287500 \text{ Nmm} \\
m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\
&= 15,3 \\
R_n &= \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{2181287500}{0,80 \times 1000 \times 662,5^2} \\
&= 6,21 \\
\beta &= 0,80 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\
&= 0,0036 \\
\rho_b &= 0,85 \times \beta \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
&= 0,85 \times 0,80 \times \frac{30}{390} \times \frac{600}{600+390} \\
&= 0,032 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 \\
&= 0,0238 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 6,21}{390}} \right) \\
&= 0,0186 \\
\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
0,0036 &< 0,0186 < 0,0238 \\
A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0186 \times 1000 \text{ mm} \times 662,5 \text{ mm} \\
&= 12299,84 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak terjauh (maksimum) antar tulangan adalah:

$$\begin{aligned}s &= (1/4 \times \pi \times D^2 \times b) / A_s \\ &= (0,25 \times 3,14 \times 25^2 \times 1500) / 12299,84 \\ &= 59,86 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D25-50 mm.

Tulangan terpasang:

$$\begin{aligned}A_{st} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times (b / s) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \times (1500 / 50) \\ &= 14726,22 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 12299,84 \text{ mm}^2 \\ &\text{(OKE)}\end{aligned}$$

Cek kemampuan nominal:

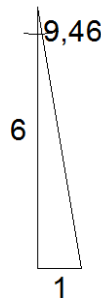
$$\begin{aligned}T &= A_{st} \times f_y \\ &= 14726,22 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ Mpa} \\ &= 5743224,07 \text{ N} \\ a &= T / (0,85 \times f_c' \times b) \\ &= 5743224,07 / (0,85 \times 30 \times 1500) \\ &= 150,15 \text{ mm} \\ \phi M_n &= \phi \times T \times (d - a/2) \\ &= 0,80 \times 5743224,07 \text{ N} \times (662,5 - 150,15/2) \\ &= 2698971562 \text{ Nmm} > M_u = 1745000000 \\ &\text{Nmm (OKE)}\end{aligned}$$

6.9 Perencanaan Mooring Dolphin

Direncanakan mooring dolphin dengan resume daya dukung tanah (data tanah yang digunakan sama dengan data tanah untuk perencanaan pondasi dermaga) sebagai berikut:

- P = beban aksial terjadi (output dari pemodelan SAP 2000)
 = 80,34 ton
 D = diameter tiang pancang
 = 0,6 m
 L = panjang tiang pancang
 = 22 m
 R_a = daya dukung vertikal tiang pancang
 = 193,16 ton/tiang
 H_a = daya dukung horizontal tiang pancang
 = 69,37 ton/tiang

Karena, tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang miring, maka daya dukung tiang pancang adalah:

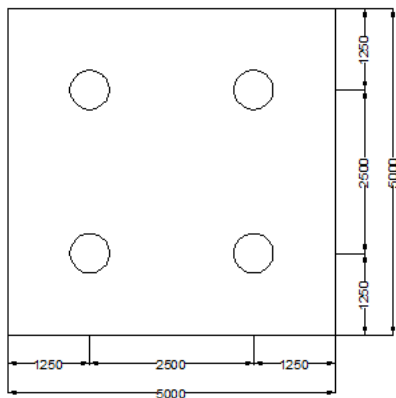


Gambar 6.50 Kemiringan tiang pancang

Maka:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \tan^{-1} (1/6) \\
 &= 9,46^\circ \\
 Q_{um} &= R_a \times \tan \alpha \\
 &= 193,16 \text{ ton/tiang} \times \tan 9,46^\circ \\
 &= 32,19 \text{ ton/tiang}
 \end{aligned}$$

Tiang dipancang dengan kemiringan $9,46^\circ$ dengan jumlah tiang adalah 4 buah, maka resume konfigurasi tiang pancangnya adalah sebagai berikut:



Gambar 6.51 Denah pondasi

- n_{tot} = jumlah tiang pancang total
= 4 tiang
- m = jumlah tiang pancang arah x
= 2 tiang
- y = jumlah tiang pancang arah y
= 2 tiang
- s = jarak antar tiang pancang
= 2,5 m
- θ = 0,236
- E = efisiensi tiang pancang kelompok
= 0,997
- P = daya dukung tiang pancang kelompok
= $Q_{\text{um}} \times n_{\text{tot}} \times E$

$$\begin{aligned}
 &= 32,19 \text{ ton/tiang} \times 4 \text{ tiang} \times 0,997 \\
 &= 128,44 \text{ ton} > P_{\text{terjadi}} = 80,34 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Direncanakan mooring dolphin dengan data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b &= 5000 \text{ mm} \\
 l &= 5000 \text{ mm} \\
 h &= 1000 \text{ mm} \\
 c &= \text{tebal cover} \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 D &= \text{diameter rencana tulangan} \\
 &= 25 \text{ mm} \\
 d &= \text{tinggi efektif} \\
 &= h - c - D - 1/2D \\
 &= 1000 - 100 - 25 - 25/2 \\
 &= 862,5 \text{ mm} \\
 \phi &= \text{faktor reduksi} \\
 &= 0,80 \\
 f_c' &= \text{kuat tekan beton} \\
 &= 30 \text{ Mpa } (\beta = 0,80) \\
 f_y &= \text{kuat leleh baja} \\
 &= 390 \text{ Mpa} \\
 E_c &= \text{modulus elastisitas beton} \\
 &= 4700 \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \text{ Mpa} \\
 &= 25742,96 \text{ Mpa} \\
 E_s &= \text{modulus elastisitas baja} \\
 &= 200000 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Pilecap

$$P = 128,44 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= P \times \text{eksentrisitas} \\
 &= 128,44 \text{ ton} \times 0,6 \text{ m} \\
 &= 77,064 \text{ ton m} = 770640000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 770640000 \text{ Nmm} / 0,8 \\
 &= 963300000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{390 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\
 &= 15,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{963300000}{0,80 \times 1000 \times 862,5^2} \\
 &= 1,62
 \end{aligned}$$

$$\beta = 0,80$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,0036
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= 0,85 \times \beta \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0,85 \times 0,80 \times \frac{30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,032 \\
 &= 0,0238
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 1,62}{390}} \right) \\
 &= 0,00429
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0036 &< 0,00429 < 0,0238
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00429 \times 1000 \text{ mm} \times 862,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$= 3701,2 \text{ mm}^2$$

Jarak terjauh (maksimum) antar tulangan adalah:

$$\begin{aligned} s &= (1/4 \times \pi \times D^2 \times b) / A_s \\ &= (0,25 \times 3,14 \times 25^2 \times 5000) / 3701,2 \\ &= 663 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D25-250mm.

Tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times (b / s) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \times (5000 / 500) \\ &= 9817,47 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 3701,2 \text{ mm}^2 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

Cek kemampuan nominal:

$$\begin{aligned} T &= A_{st} \times f_y \\ &= 9817,47 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ Mpa} \\ &= 3828816,05 \text{ N} \\ a &= T / (0,85 \times f_c' \times b) \\ &= 3828816,05 / (0,85 \times 30 \times 5000) \\ &= 30,03 \text{ mm} \\ \phi M_n &= \phi \times T \times (d - a/2) \\ &= 0,80 \times 3828816,05 \text{ N} \times (862,5 - 30,03/2) \\ &= 2595891444 \text{ Nmm} > M_u = 770640000 \text{ Nmm (OKE)} \end{aligned}$$

6.10 Perhitungan Abutment 1

6.10.1 Data Struktur Atas

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 6. 66 Data perencanaan jembatan

URAIAN DIMENSI	NOTASI	DIMENSI	SATUAN
Lebar jalan (jalur lalu-lintas)	b_1	7,00	m
Lebar trotoar (pejalan kaki)	b_2	0,00	m
Lebar median (pemisah jalur)	b_3	0,00	m
Lebar total jembatan	b	7,00	m
Tebal slab lantai jembatan	t_1	0,20	m
Tebal lapisan aspal + overlay	t_2	0,10	m
Tebal trotoar	t_3	0,00	m
Tebal genangan air hujan	t_4	0,05	m
Tinggi girder prategang	h_p	2,10	m
Tinggi bidang samping jembatan	h_s	2,50	m
Jarak antar balok prategang	s	2,25	m
Panjang bentang jembatan	L	40,00	m
SPECIFIC GRAVITY	NOTASI	BESAR	SATUAN
Berat beton bertulang	w_c	25,00	kN/m ³
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	w'_c	24,00	kN/m ³
Berat aspal	w_a	22,00	kN/m ³
Berat jenis air	w_w	9,80	kN/m ³

6.10.2 Data Struktur Bawah (Abutment)

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 6. 67 Data perencanaan abutment

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	KETERANGAN	NOTASI	(m)
h_1	2,50	b_1	1,95	Panjang abutment	B_y	7,00
h_2	0,60	b_2	1,00	Tebal wing-wall	h_w	0,50
h_3	0,40	b_3	0,50	TANAH TIMBUNAN		
h_4	1,00	b_4	1,05	Berat volume $W_1 =$	17,20	kN/m ³
		b_5	0,95	Sudut geser $\phi =$	35,00	°
				Kohesi $C =$	0,00	kPa
				TANAH ASLI (DI DASAR PILECAP)		
				Berat volume $W_2 =$	18,00	kN/m ³
				Sudut geser $\phi =$	28,00	°
				Kohesi $C =$	15,00	kPa
				BAHAN STRUKTUR		
		B_s	4,50	Mutu beton	K - 300	
				Mutu baja tulangan	U - 39	

6.10.3 Analisa Beban Kerja

6.10.3.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah.

Berat Sendiri Struktur Atas

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 6. 68 Data berat struktur atas jembatan

No	Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	7,00	0,20	40,00	1	25,00	kN/m ³	1400,00
2	Deck slab	3,22	0,07	40,00	9	25,00	kN/m ³	2028,60
3	Balok prategang			40,00	3	19,56	kN/m	2347,18
4	Diafragma	0,25		0,00	9	86,81	kN/m	195,33

- Total berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 W_{MS} &= W_{slab} + W_{deck} + W_{balok} + W_{diafragma} \\
 &= 1400 + 2028,6 + 2347,18 + 195,33 \\
 &= 5971,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$
- Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= \frac{1}{2} W_{MS} \\
 &= \frac{1}{2} \times 5971,10 \text{ kN} \\
 &= 2985,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$
- Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$e = 0 \text{ (karena beban berada segaris dengan garis netral)}$$
- momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 M_{MS} &= P_{MS} \times e \\
 &= 2985,55 \text{ kN} \times 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

Berat Sendiri Struktur Bawah

Tabel 6. 69 Data berat struktur bawah

No.	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kN/m)
	b	h	Shape	Direction			
ABUTMENT							
1	1,95	0,40	0,5	-1	68,25	1,475	-100,67
2	1,95	1,00	1	-1	341,25	1,475	-503,34
3	1,00	2,00	1	0	350,00	0,000	0,00
4	0,50	4,50	1	1	393,75	0,750	295,31
5	1,05	0,40	0,5	1	36,75	1,525	56,04
6	1,05	1,00	1	1	183,75	1,525	280,22
WING WALL							
7	1,05	3,10	1	1	81,38	1,975	160,72
8	1,05	0,40	0,5	1	5,25	1,975	10,37
9	0,95	2,50	1	1	59,38	2,975	176,64
10	0,95	1,00	0,5	1	11,88	2,975	35,33
11	Lateral stop block		0,2	1	10,00	0,000	0,00
TANAH							
12	1,95	0,60	1	-1	140,87	1,475	-207,78
13	1,95	0,40	0,5	-1	46,96	1,475	-69,26
14	1,05	3,10	1	1	391,90	1,525	597,65
15	1,05	0,40	0,5	1	25,28	1,525	38,56
					P _{MS} = 2146,64	M _{MS} = 769,78	

Beban Total Akibat Berat Sendiri (MS)

Dari perhitungan di atas, beban total akibat berat sendiri adalah sebagai berikut:

Tabel 6. 70 Beban total akibat berat sendiri

No	Berat sendiri	P _{MS} (kN)	M _{MS} (kNm)
1	Struktur atas (slab, trotoar, girder, dll)	2985,55	0,00
2	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	2146,64	769,78
		5132,19	769,78

6.10.3.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (superimposed dead load) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan yang dianalisa harus mampu untuk memikul beban tambahan seperti:

1. Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari
2. Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik
3. Pemasangan tiang listrik dan instalasi mechanical electrical

Berikut adalah tabel perhitungan beban mati tambahan:

Tabel 6. 71 Perhitungan beban mati tambahan

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lapisan aspal dan overlay	0,10	7,00	40,00	1	22,00	616,00
2	Railing, lights, dll	w =	0,50	40,00	1		20,00
3	Instalasi ME	w =	0,10	40,00	1		4,00
4	Air hujan	0,05	7,00	40,00	1	9,80	137,20
$W_{MA} =$							777,20

Maka:

- Beban pada abutment akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= \frac{1}{2} W_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 777,20 \text{ kN} \\
 &= 388,60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$e = 0 \text{ (karena beban berada segaris dengan garis netral)}$$

- momen pada pondasi akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned}
 M_{MA} &= P_{MA} \times e \\
 &= 388,60 \text{ kN} \times 0 \\
 &= 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

6.10.3 Tekanan Tanah

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s) dan sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W_s &= \text{berat tanah} \\
 &= 17,20 \text{ kN/m}^3 \\
 \phi &= \text{sudut geser dalam} \\
 &= 35^\circ \\
 \phi' &= \tan^{-1} (K_\phi^R \times \tan \phi) \\
 &= \tan^{-1} (0,70 \times \tan 35^\circ) \\
 &= 0,32 = 18,349^\circ \\
 C &= \text{kohesi} \\
 &= 0 \text{ kPa} \\
 H &= \text{tinggi total abutment} \\
 &= 4,50 \text{ m} \\
 B_y &= \text{lebar abutment} \\
 &= 7,00 \text{ m} \\
 K_a &= \text{koefisien tekanan tanah aktif} \\
 &= \tan^2 (45^\circ - \phi'/2)
 \end{aligned}$$

$$= \tan^2 (45^\circ - 18,349^\circ/2)$$

$$= 0,521$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,60 m yang merupakan ekivalen beban kendaraan:
 $0,60 W_s = 0,60 \times 17,20 \text{ kN/m}^3$
 $= 10,32 \text{ kN/m}^3$

Berikut adalah hasil perhitungan beban akibat tekanan tanah lateral:

Tabel 6. 72 Perhitungan beban akibat tekanan tanah lateral

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA}		Lengan	y	M_{TA}
		(kN)		thd O	(m)	(kNm)
1	$T_{TA} = (0,60 * W_s) * H * K_a * B_v$		169,41	$y = H/2$	2,25	381,17
2	$T_{TA} = 1/2 * H^2 * W_s * K_a * B_v$		635,29	$y = H/3$	1,50	952,94
		$T_{TA} =$			$M_{TA} =$	
		804,70			1334,11	

6.10.3.4Beban Lajur

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terbagi dari beban merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL. UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu lintas.

L = panjang bentang
 $= 40 \text{ m}$

q = $8 \times (0,5 + 15/L)$
 $= 8 \times (0,5 + 15/40)$
 $= 7 \text{ kPa}$

p = intensitas KEL
 $= 44 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}
 \text{DLA} &= \text{faktor beban dinamis} \\
 &= 0,4 \text{ (} L \leq 50 \text{ m)} \\
 b &= 7 \text{ m} \\
 W_{\text{TD}} &= [q \times L \times (5,5 + b) / 2] + [p \times \text{DLA} \times (5,5 + b) / 2] \\
 &= [7 \times 40 \times (5,5 + 7) / 2] + [44 \times 0,4 \times (5,5 + 7) / 2] \\
 &= 1860 \text{ kN} \\
 P_{\text{TD}} &= \text{beban pada abutment akibat beban lajur "D"} \\
 &= \frac{1}{2} W_{\text{TD}} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1860 \text{ kN} \\
 &= 930 \text{ kN} \\
 e &= \text{eksentrisitas beban terhadap pondasi} \\
 &= 0 \text{ (karena beban berada segaris dengan garis netral)} \\
 M_{\text{TD}} &= \text{momen pada pondasi akibat beban lajur "D"} \\
 &= P_{\text{TD}} \times e \\
 &= 930 \text{ kN} \times 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

6.10.3.5 Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung pada panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 L &= \text{panjang jembatan} \\
 &= 40 \text{ m} \\
 T_{\text{TB}} &= \text{gaya rem}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 250 \text{ kN } (L \leq 80 \text{ m}) \\
 Y_{TB} &= \text{lengan terhadap pondasi} \\
 &= \text{tinggi total abutment} \\
 &= 4,50 \text{ m} \\
 M_{TB} &= \text{momen pada pondasi akibat gaya rem} \\
 &= T_{TB} \times Y_{TB} \\
 &= 250 \text{ kN} \times 4,50 \text{ m} \\
 &= 1125 \text{ kNm} \\
 Y_{TB} &= \text{lengan terhadap breast wall} \\
 &= 3,10 \text{ m} \\
 M_{TB} &= \text{momen pada breast wall akibat gaya rem} \\
 &= T_{TB} \times Y_{TB} \\
 &= 250 \text{ kN} \times 3,10 \text{ m} \\
 &= 775 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6.10.3.6 Pengaruh Temperatur (ET)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= \text{temperatur maksimum rata-rata} \\
 &= 40^{\circ}\text{C} \\
 T_{\min} &= \text{temperatur minimum rata-rata} \\
 &= 15^{\circ}\text{C} \\
 \Delta T &= \text{perbedaan temperatur} \\
 &= (T_{\max} - T_{\min}) / 2 \\
 &= (40 - 15) / 2 \\
 &= 12,5^{\circ}\text{C}
 \end{aligned}$$

α	=	koefisien muai panjang untuk beton
	=	0,00001
k	=	kekakuan geser untuk tumpuan berupa elastomeric
	=	1500
L	=	panjang bentang girder
	=	40 m
n	=	jumlah tumpuan elastomeric (jumlah girder)
	=	3
T_{ET}	=	gaya pada abutment akibat pengaruh temperatur
	=	$\alpha \times \Delta T \times k \times L/2 \times n$
	=	$0,00001 \times 12,5 \times 1500 \times 40/2 \times 3$
	=	11,25 kN
Y_{ET}	=	lengan terhadap pondasi
	=	2,00 m
M_{ET}	=	momen pada pondasi akibat temperatur
	=	$T_{ET} \times Y_{ET}$
	=	$11,25 \text{ kN} \times 2,00 \text{ m}$
	=	22,5 kNm
Y_{ET}	=	lengan terhadap breast wall
	=	0,60 m
M_{ET}	=	momen pada breast wall akibat temperatur
	=	$T_{ET} \times Y_{ET}$
	=	$11,25 \text{ kN} \times 0,60 \text{ m}$
	=	6,75 kNm

6.10.3.7Beban Angin (EW)

Angin yang meniup bidang samping jembatan

$$\begin{aligned}
C_w &= \text{koefisien seret} \\
&= 1,25 \\
V_w &= \text{kecepatan angin rencana} \\
&= 40 \text{ m/det} \\
L &= \text{panjang bentang jembatan} \\
&= 40 \text{ m} \\
h &= \text{tinggi bidang samping} \\
&= 2,50 \text{ m} \\
A_b &= \text{luas bidang samping jembatan} \\
&= L/2 \times h \\
&= 40/2 \times 2,5 \\
&= 50 \text{ m}^2 \\
T_{EW1} &= \text{beban angin pada abutmen} \\
&= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
&= 0,0006 \times 1,25 \times 40^2 \times 50 \\
&= 60 \text{ kN} \\
Y_{EW1} &= (0,6 + 0,4 + 1) + (2,5/2) \\
&= 3,25 \text{ m} \\
M_{EW1} &= \text{momen pada pondasi akibat beban angin} \\
&= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\
&= 60 \text{ kN} \times 3,25 \text{ m} \\
&= 195 \text{ kNm} \\
Y_{EW1} &= \text{lengan terhadap breast wall} \\
&= (0,6 + 0,4 + 1) - 0,4 - 1 + (2,5/2) \\
&= 1,85 \text{ m} \\
M_{EW1} &= \text{momen pada breast wall} \\
&= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\
&= 60 \text{ kN} \times 1,85 \text{ m} \\
&= 111 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Angin yang meniup kendaraan

Gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 C_w &= \text{koefisien seret} \\
 &= 1,20 \\
 T_{EW2} &= \text{beban angin pada lantai jembatan} \\
 &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times L/2 \\
 &= 0,0012 \times 1,20 \times 40^2 \times 40/2 \\
 &= 46,08 \text{ kN} \\
 Y_{EW2} &= \text{lengan terhadap pondasi} \\
 &= (0,6 + 0,4 + 1) + 2,10 + 0,20 + 0,10 \\
 &= 4,40 \text{ m} \\
 M_{EW2} &= \text{momen pada pondasi akibat beban angin} \\
 &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\
 &= 46,08 \text{ kN} \times 4,40 \text{ m} \\
 &= 202,75 \text{ kNm} \\
 Y_{EW2} &= \text{lengan terhadap breast wall} \\
 &= 4,40 \text{ m} - 0,4 \text{ m} - 1 \text{ m} \\
 &= 3,00 \text{ m} \\
 M_{EW2} &= \text{momen pada breast wall} \\
 &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\
 &= 46,08 \text{ kN} \times 3 \text{ m} \\
 &= 138,24 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Angin yang meniup kendaraan

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= \text{total beban angin pada abutment} \\
 &= T_{EW1} + T_{EW2} \\
 &= 60 \text{ kN} + 46,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 106,08 \text{ kN} \\
 M_{EW} &= \text{total momen pada pondasi} \\
 &= M_{EW1} + M_{EW2} \\
 &= 195 \text{ kNm} + 202,75 \text{ kNm} \\
 &= 397,75 \text{ kNm} \\
 M'_{EW} &= \text{total momen pada breast wall} \\
 &= M'_{EW1} + M'_{EW2} \\
 &= 111 \text{ kNm} + 138,24 \text{ kNm} \\
 &= 249,24 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Transfer Beban Angin ke Lantai Jembatan

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= \text{beban angin tambahan yang meniup} \\
 &\quad \text{bidang samping kendaraan} \\
 &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \\
 &= 0,0012 \times 1,20 \times 40^2 \\
 &= 2,30 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan.

$$\begin{aligned}
 h &= 2 \text{ m} \\
 x &= \text{jarak antar roda kendaraan} \\
 &= 1,75 \text{ m} \\
 P_{EW} &= \text{gaya pada abutment akibat transfer} \\
 &\quad \text{beban ke lantai jembatan} \\
 &= 2 (1/2 \cdot h/x \cdot T_{EW}) L/2 \\
 &= 2 (1/2 \cdot 2/1,75 \cdot 2,30) 40/2 \\
 &= 52,55 \text{ kN} \\
 e &= \text{eksentrisitas beban terhadap pondasi} \\
 &= 0 \\
 M_{EW} &= \text{momen pada pondasi akibat transfer} \\
 &\quad \text{beban angin}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= P_{EW} \cdot e \\
 &= 52,66 \text{ kN} \cdot 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

6.10.3.8Beban Gempa (EQ)

Berikut adalah perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 2833-2013:

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= \text{koefisien respon gempa elastik} \\
 &= 0,08 \\
 R &= \text{faktor modifikasi respon} \\
 &= 1,50 \text{ (tabel 6 SNI 2833-2013)} \\
 T_{EQ} &= \text{gaya gempa horizontal statis} \\
 &= C_{sm}/R \times W_t \\
 &= 0,08/1,50 \times W_t \\
 &= 0,05 W_t
 \end{aligned}$$

Tabel 6.73 Perhitungan beban gempa

No.	Berat W_i (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian Lengan Terhadap Titik O	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	2985,55	159,23	$y = H$	4,500	716,53
P_{MA}	388,60	20,73	$y = H$	4,500	93,26
ABUTMENT					
1	68,25	3,64	$y_1 = h_{10}+h_3+c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	3,250	11,83
2	341,25	18,20	$y_2 = h_{10}+h_3+c+h_4+h_3+h_2/2$	1,700	30,94
3	350,00	18,67	$y_3 = h_{10}+h_3+c+h_4+h_3/2$	1,200	22,40
4	393,75	21,00	$y_4 = h_{10}+h_3+c+2/3 \cdot h_4$	0,667	14,00
5	36,75	1,96	$y_5 = h_{11}+h_2+d+h_6+h_5/2$	0,000	0,00
6	183,75	9,80	$y_6 = h_{11}+h_2+d+2/3 \cdot h_6$	0,000	0,00
WING WALL					
12	81,38	4,34	$y_{12} = y_1$	3,250	14,11
13	5,25	0,28	$y_{13} = h_{10}+h_3+c+h_4+(h_3+h_2)/2$	1,500	0,42
18	10,00	0,53	$y_{18} = h_7$	0,000	0,00

No.	Berat W_i (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian Lengan Terhadap Titik O	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
WING WALL					
19	391,90	20,90	$y_{19} = H - h_1/2$	3,250	67,93
20	140,87	7,51	$y_{20} = h_{10}+h_3+h_{13}/2$	1,000	7,51
21	46,96	2,50	$y_{21} = h_{10}+h_3+c+h_4/3$	0,333	0,83
22	25,28	1,35	$y_{22} = h_{10}+h_3+c/2$	0,000	0,00
$T_{EQ} =$		290,64	$M_{EQ} =$		979,77

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa,

$$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 3,371 \text{ m}$$

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan

 $T_{EQ} =$ gaya gempa

$$= 0,05 \times W_t$$

 $P_{MS} =$ berat sendiri (struktur atas + struktur bawah)

$$= 5132,19 \text{ kN}$$

 $P_{MA} =$ beban mati tambahan

$$= 388,60 \text{ kN}$$

 $W_t =$ beban mati total

$$= P_{MS} + P_{MA}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5132,19 \text{ kN} + 388,60 \text{ kN} \\
 &= 5520,79 \text{ kN} \\
 T_{EQ} &= \text{beban gempa} \\
 &= 0,05 \times W_t \\
 &= 0,05 \times 5520,79 \text{ kN} \\
 &= 294,44 \text{ kN} \\
 M_{EQ} &= \text{momen pada pondasi akibat beban gempa} \\
 &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\
 &= 294,44 \text{ kN} \times 3,189 \text{ m} \\
 &= 992,58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6.10.3.9 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis K_{AG} .

$$\begin{aligned}
 h &= \text{tinggi total abutment} \\
 &= 4,50 \text{ m} \\
 B_y &= \text{lebar abutment} \\
 &= 7,00 \text{ m} \\
 k_h &= \text{koefisien gempa} \\
 &= 0,05 \\
 \phi' &= 0,32 \text{ rad} = 18,349^\circ \\
 K_a &= \text{koefisien tekanan tanah aktif} \\
 &= 0,521 \\
 W_s &= \text{berat tanah} \\
 &= 17,20 \text{ kN/m}^3 \\
 \theta &= \tan^{-1} k_h \\
 &= \tan^{-1} 0,05 \\
 &= 0,05
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{AG} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left[\cos^2 \theta \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{(\sin(\phi' - \theta))}{\cos \theta}} \right\} \right]} \\
&= \frac{\cos^2(0,32 - 0,05)}{\left[\cos^2 0,05 \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{(\sin(0,32 - 0,05))}{\cos 0,05}} \right\} \right]} \\
&= 0,724 \\
\Delta K_{AG} &= K_{AG} - K_a \\
&= 0,724 - 0,521 \\
&= 0,203 \\
T_{EQ} &= \text{gaya gempa lateral} \\
&= \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta K_{AG} \times B_y \\
&= \frac{1}{2} \times 4,50^2 \times 17,20 \times 0,203 \times 7 \\
&= 247,41 \text{ kN} \\
Y_{EQ} &= \text{lengan terhadap pondasi} \\
&= \frac{2}{3} H \\
&= \frac{2}{3} \times 4,50 \text{ m} \\
&= 3 \text{ m} \\
M_{EQ} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\
&= 246,41 \text{ kN} \times 3 \text{ m} \\
&= 742,22 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

6.10.3.10 Gesekan Pada Perletakan (FB)

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.

$$\begin{aligned}
\mu &= \text{koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer} \\
&= 0,180 \\
P_{MS} &= \text{berat sendiri struktur atas} \\
&= 2985,552 \text{ kN} \\
P_{MA} &= \text{beban mati tambahan} \\
&= 388,60 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_T &= \text{reaksi abutmen akibat beban tetap} \\
 &= P_{MS} + P_{MA} \\
 &= 2985,552 \text{ kN} + 388,60 \text{ kN} \\
 &= 3374,152 \text{ kN} \\
 T_{FB} &= \text{gaya gesek pada perletakan} \\
 &= \mu \times P_T \\
 &= 0,180 \times 3374,152 \text{ kN} \\
 &= 607,347 \text{ kN} \\
 Y_{FB} &= \text{lengan terhadap pondasi} \\
 &= 0,6 + 0,4 + 1 \\
 &= 2 \text{ m} \\
 M_{FB} &= \text{momen pada pondasi} \\
 &= T_{FB} \times Y_{FB} \\
 &= 607,347 \text{ kN} \times 2 \text{ m} \\
 &= 1214,695 \text{ kNm} \\
 Y_{FB} &= \text{lengan terhadap breast wall} \\
 &= 2 - 0,4 - 1 \\
 &= 0,6 \text{ m} \\
 M_{FB} &= \text{momen pada breast wall} \\
 &= T_{FB} \times Y_{FB} \\
 &= 607,347 \text{ kN} \times 0,6 \text{ m} \\
 &= 364,408 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6.10.3.11 Kombinasi Beban Kerja

Tabel 6. 74 Rekapitulasi beban kerja

Rekapitulasi Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		804,70		1334,11	
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		1125,00	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		11,25		22,50	
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa	EQ		294,44	294,44	992,58	992,58
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		247,41		742,22	
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	FB		607,35		1214,69	

Kombinasi 1

Tabel 6. 75 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 1

Kombinasi 1		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			6450,79	804,70	0,00	2103,89	0,00

Kombinasi 2

Tabel 6. 76 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 2

Kombinasi 2		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		1125,00	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			6503,45	1054,70	106,08	3228,89	397,75

Kombinasi 3

Tabel 6. 77 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 3

Kombinasi 3		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		1125,00	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		607,35		1214,69	
			6503,45	1662,05	106,08	4443,59	397,75

Kombinasi 4

Tabel 6. 78 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 4

Kombinasi 4		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		1125,00	
7	Temperatur	ET		11,25		22,50	
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		607,35		1214,69	
			6503,45	1673,30	106,08	4466,09	397,75

Kombinasi 5

Tabel 6. 79 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 5

Kombinasi 5		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA					
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		294,44	294,44	992,58	992,58
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		247,41		742,22	
11	Gesekan	FB					
			5520,79	541,85	294,44	2504,58	992,58

Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 6. 80 Rekapitulasi kombinasi beban

No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	6450,79	804,70	0,00	2103,89	0,00
2	Kombinasi 2	25%	6503,45	1054,70	106,08	3228,89	397,75
3	Kombinasi 3	40%	6503,45	1662,05	106,08	4443,59	397,75
4	Kombinasi 4	40%	6503,45	1673,30	106,08	4466,09	397,75
5	Kombinasi 5	50%	5520,79	541,85	294,44	2504,58	992,58
	maksimum		6503,45	1673,30	294,44	4466,09	992,58

6.10.3.12

Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap

Tabel 6. 81 Rekapitulasi beban kerja pile cap

Beban Kerja pile Cap			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		1125,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		22,50	
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa	1,00		294,44	294,44	992,58	992,58
10	Tekanan tanah dinamis	1,00		247,41		742,22	
11	Gesekan	1,00		607,35		1214,69	

Kombinasi 1

Tabel 6. 82 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 1

Kombinasi 1			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2,00		250,00		1125,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		22,50	
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan						
			9372,24	1519,38	127,30	4945,36	477,30

Kombinasi 2

Tabel 6. 83 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 2

Kombinasi 2			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		1125,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		22,50	
8	Beban angin	1,20					
9	Beban gempa	1,00					
10	Tekanan tanah dinamis	1,00					
11	Gesekan	1,00		607,35		1214,69	
			9309,04	2126,72	0,00	6160,05	0,00

Kombinasi 3

Tabel 6. 84 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 3

Kombinasi 3			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		1125,00	
7	Temperatur						
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan	1,00		607,35		1214,69	
			9372,24	2113,22	127,30	6133,05	477,30

Kombinasi 4

Tabel 6. 85 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 4

Kombinasi 4			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		1125,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		22,50	
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	397,75
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan						
			9372,24	1519,38	127,30	4945,36	477,30

Kombinasi 5

Tabel 6. 86 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 5

Kombinasi 5			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	5132,19			769,78	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		804,70		1334,11	
4	Beban lajur "D"						
6	Gaya rem						
7	Temperatur						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1,00		294,44	294,44	992,58	992,58
10	Tekanan tanah dinamis	1,00		247,41		742,22	
11	Gesekan						
			7449,04	1547,72	294,44	4403,15	992,58

Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 6. 87 Rekapitulasi kombinasi beban kerja pile cap

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kombinasi 1	9372,24	1519,38	127,30	4945,36	477,30
2	Kombinasi 2	9309,04	2126,72	0,00	6160,05	0,00
3	Kombinasi 3	9372,24	2113,22	127,30	6133,05	477,30
4	Kombinasi 4	9372,24	1519,38	127,30	4945,36	477,30
5	Kombinasi 5	7449,04	1547,72	294,44	4403,15	992,58
maksimum		9372,24	2126,72	294,44	6160,05	992,58

6.10.4 Perhitungan Pondasi

Direncanakan pondasi dengan spesifikasi sebagai berikut:

Jenis = tiang pancang baja

D_{luar} = diameter luar

= 0,70 m

t = tebal

= 0,012 m

D_{dalam} = diameter dalam

= 0,70 – (2 x 0,012)

= 0,676 m

γ = berat jenis baja

= 7850 kg/m³

$$\begin{aligned}
 W &= \text{berat tiang} \\
 &= 206,91 \text{ kg/m} \\
 U_p &= \text{keliling tiang} \\
 &= \pi D \\
 &= 3,14 \times 0,70 \text{ m} \\
 &= 2,19 \text{ m} \\
 A_{\text{tot}} &= \text{luas total} \\
 &= 0,25 \pi D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 0,70^2 \\
 &= 0,385 \text{ m}^2 \\
 A_{\text{tiang}} &= \text{luas tiang} \\
 &= 0,25 \pi (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \\
 &= 0,25 \times \pi \times (0,70^2 - 0,676^2) \\
 &= 0,0259 \text{ m}^2 \\
 I &= \text{momen inersia} \\
 &= \pi/64 \times (D_{\text{luar}}^4 - D_{\text{dalam}}^4) \\
 &= 3,14/64 \times (0,70^4 - 0,676^4) \\
 &= 0,00154 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 6. 88 Data tanah perencanaan pondasi abutment

Depth	N	f _s	z _{6%}
(m)		kg/m ²	kg/m
0	0	0	0
-1	0	0	0
-2	30	8	8
-3	47	9	17
-4	55	10	27
-5	53	10	37
-6	51	10	47
-7	51	10	57
-8	51	10	67
-9	51	10	77
-10	51	10	87
-11	52	10	97
-12	53	10	107
-13	51	10	117
-14	50	10	127
-15	51	10	137
-16	52	10	147
-17	51	10	157
-18	51	10	167
-19	53	10	177
-20	55	10	187
-21	55	10	197
-22	55	10	207
-23	53	10	217
-24	51	10	227
-25	50	10	237
-26	50	10	247
-27	50	10	257
-28	50	10	267
-29	50	10	277
-30	50	10	287
-31	50	10	297
-32	50	10	307
-33	50	10	317
-34	50	10	327
-35	50	10	337
-36	50	10	347
-37	50	10	357
-38	50	10	367
-39	0	0	367

Daya Dukung Aksial Pondasi Pancang

Tiang pancang direncanakan dengan panjang 20 m.

$$\sum l_i \cdot f_i = 187 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} R_f &= \text{gaya geser maksimum dinding tiang} \\ &= U_p \times \sum l_i \cdot f_i \\ &= 2,199 \text{ m} \times 187 \text{ t/m} \\ &= 411,67 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$l/D = 7,5$$

$$\begin{aligned} l &= \text{panjang penetrasi} \\ &= 7,5 \times D \\ &= 7,5 \times 0,70 \text{ m} \\ &= 5,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$q_D/N = 25 \text{ (didapat dari diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang)}$$

$$\begin{aligned} N_1 &= \text{harga } N \text{ pada ujung tiang} \\ &= 50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \text{harga } N \text{ rata-rata pada jarak } 4D \text{ dari ujung tiang} \\ &= 52 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= (N_1 + N_2)/2 \\ &= (50 + 52)/2 \\ &= 51 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_D &= 25 \times N \\ &= 25 \times 51 \\ &= 1278,13 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_t &= \text{daya dukung ujung tiang} \\ &= q_D \times A \\ &= 1278,13 \text{ ton/m}^2 \times 0,385 \text{ m}^2 \\ &= 491,88 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$R_u = \text{daya dukung ultimate}$$

$$\begin{aligned}
 &= R_f + R_t \\
 &= 411,67 \text{ ton} + 491,88 \text{ ton} \\
 &= 903,55 \text{ ton/ tiang} \\
 W_p &= \text{berat per titik tiang} \\
 &= W \times L \\
 &= 0,2069 \text{ ton/m} \times 20 \text{ m} \\
 &= 4,14 \text{ ton} \\
 SF &= \text{angka keamanan} \\
 &= 3 \\
 R_a &= \text{daya dukung ijin tiang} \\
 &= (R_u/SF) - W_p \\
 &= (903,55/3) - 4,14 \\
 &= 297,05 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Daya Dukung Horizontal Pondasi Pancang

$$\begin{aligned}
 N &= 39 \text{ (diambil nilai N-SPT minimal)} \\
 E_o &= \text{modulus elastisitas tanah} \\
 &= 28 \times N \\
 &= 28 \times 39 \\
 &= 1092 \text{ kg/cm}^2 \\
 y_i &= \text{deformasi horizontal ijin} \\
 &= 1 \text{ cm} \\
 k &= \text{koefisien reaksi tanah dasar} \\
 &= 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y_i^{-0,5} \\
 &= 0,2 \times 1092 \times 70^{-0,75} \times 1^{-0,5} \\
 &= 9,025 \text{ kg/cm}^3 \\
 \beta &= (kD/(4EI))^{0,25} \\
 &= (9,025 \times 70 / (4 \times 2000000 \times 153510,7))^{0,25} \\
 &= 0,00286 \text{ cm}^{-1} \\
 L_m &= \text{virtual vixity point}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1/\beta \tan^{-1} 1/\beta \cdot h \\
 &= 1/0,00286 \tan^{-1} 1/0,00286 \times 20 \\
 &= 548,04 \text{ cm} = 5,48 \text{ m} \\
 H_a &= \text{daya dukung gaya horizontal tiang tegak} \\
 &= [(kD) \times 1/\beta^3] / y_i \\
 &= [(9,025 \times 70) \times 1/0,00286^3] / 1 \\
 &= 220,8 \text{ ton/tiang} \\
 H_{a \text{ ijin}} &= H_a / SF \\
 &= 220,8 / 3 \\
 &= 73,6 \text{ ton/tiang} \\
 M_a &= \text{momen lentur pada posisi virtual fixity point} \\
 &= H_a \times L_m \\
 &= 73,6 \text{ ton/tiang} \times 5,48 \text{ m} \\
 &= 403,36 \text{ ton m/tiang}
 \end{aligned}$$

Kapasitas Cabut Tiang

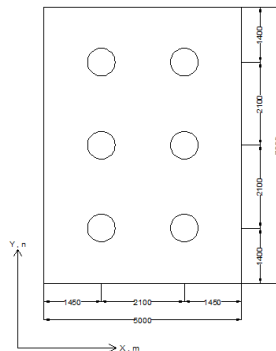
$$\begin{aligned}
 R_c &= \text{kapasitas cabut tiang} \\
 &= R_f / SF + W_p \\
 &= 411,67 \text{ ton} / 3 + 4,14 \text{ ton} \\
 &= 141,36 \text{ ton/tiang}
 \end{aligned}$$

Direncanakan pondasi dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Jenis} &= \text{tiang pancang baja} \\
 D &= \text{diameter luar} \\
 &= 0,70 \text{ m} \\
 L &= \text{panjang tiang pancang} \\
 &= 20 \text{ m} \\
 R_a &= \text{daya dukung aksial tiang pancang} \\
 &= 297,05 \text{ ton/tiang}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \text{ gaya aksial terjadi} \\
 &= 650,35 \text{ ton} + 937,22 \text{ ton} \\
 &= 1587,57 \text{ ton} \\
 M_x &= \text{ gaya momen terjadi arah x} \\
 &= 446,61 \text{ tonm} + 616 \text{ ton m} \\
 &= 1062,61 \text{ tonm} \\
 M_y &= \text{ gaya momen terjadi arah y} \\
 &= 99,26 \text{ tonm} + 99,26 \text{ ton m} \\
 &= 198,52 \text{ tonm}
 \end{aligned}$$

Konfigurasi Tiang Pancang



Gambar 6. 52 Denah tiang pancang pada abutment

Direncanakan tiang pancang kelompok seperti gambar di atas.

$$\begin{aligned}
 m &= \text{ jumlah tiang pancang arah x} \\
 &= 2 \text{ tiang} \\
 n &= \text{ jumlah tiang pancang arah y} \\
 &= 3 \text{ tiang} \\
 s &= \text{ jarak antar tiang pancang}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3D = 3 \times 0,7 \text{ m} \\
 &= 2,1 \text{ m} \\
 \theta &= \tan^{-1} (D/S) \\
 &= \tan^{-1} (0,7 / 2,1) \\
 &= 0,322 \\
 E &= \text{effisiensi tiang pancang kelompok} \\
 &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \text{ m n}} \\
 &= 1 - 0,322 \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \cdot 2 \cdot 3} \\
 &= 0,996 \\
 P &= P \times E \times \text{jumlah total tiang} \\
 &= 297,05 \text{ ton} \times 0,996 \times 6 \\
 &= 1774,9 \text{ ton} > P = 1587,57 \text{ ton (OKE)}
 \end{aligned}$$

6.10.5 Perhitungan Tulangan Pile Cap

Diketahui data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 f_c' &= \text{kuat tekan beton} \\
 &= 30 \text{ Mpa} \\
 f_y &= \text{kuat leleh baja} \\
 &= 390 \text{ Mpa} \\
 c &= \text{tebal cover} \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 P_u &= \text{gaya aksial ultimate terjadi} \\
 &= 6503,45 \text{ kN} \\
 M_u &= \text{momen ultimate terjadi} \\
 &= 6160,05 \text{ kNm} \\
 V_u &= \text{gaya geser ultimate terjadi} \\
 &= 2126,72 \text{ kN} \\
 b &= \text{lebar pile cap} \\
 &= 5000 \text{ mm} \\
 b_w &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \text{tinggi pile cap} \\
 &= 1400 \text{ mm} \\
 A &= \text{luas permukaan pile cap} \\
 &= 6400000 \text{ mm}^2 \\
 d &= \text{tinggi efektif} \\
 &= h - \text{cover} - \text{tulangan pembagi} - (\text{diameter tulangan}/2) \\
 &= 1400 - 100 - 19 - (25/2) \\
 &= 1268,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Utama

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_u / B_y \\
 &= 6503,45 \text{ kNm} / 7 \text{ m} \\
 &= 880,01 \text{ kNm} \\
 \phi &= \text{faktor reduksi} \\
 &= 0,85 \\
 D &= \text{diameter tulangan rencana} \\
 &= 25 \text{ mm} \\
 n &= \text{jumlah tulangan rencana} \\
 &= 6 \text{ buah} \\
 A_s &= \text{luas tulangan} \\
 &= n \times 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 6 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 2945,24 \text{ mm}^2 \\
 a &= (A_s \times f_y) / (\phi \times f_c \times b_w) \\
 &= (2945,24 \times 390) / (0,85 \times 30 \times 1000) \\
 &= 45,04 \text{ mm} \\
 M_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) \\
 &= 0,85 \times 2945,24 \times 390 \times (1268,50 - 45,04/2)
 \end{aligned}$$

$$= 1216,51 \text{ kNm} > M_u = 880,01 \text{ kNm} \\ (\text{OKE})$$

Maka, digunakan tulangan utama pada pile cap adalah 6D25 per meter.

Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \text{kuat geser yang disumbangkan oleh beton} \\ &= 1/6 \sqrt{f_c} b_w d \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1268,5 \\ &= 1157977 \text{ N} \\ \phi &= \text{faktor reduksi} \\ &= 0,75 \\ V_n &= \text{beban geser nominal} \\ &= V_u : \phi \\ &= 2126720 \text{ N} : 0,75 \\ &= 2835627 \text{ N} \\ V_s &= \text{kuat geser oleh tulangan geser} \\ &= V_n - V_c \\ &= 2835627 \text{ N} - 1157977 \text{ N} \\ &= 1677650 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka, tergolong kondisi 4 (perlu tulangan geser) dimana:

$$\phi(V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c} b_w d \right) \\ 1185608 \text{ N} < 2126720 \text{ N} < 2605448$$

$$\begin{aligned} V_{smin} &= (b_w \times d) / 3 \\ &= (1000 \times 1268,5) / 3 \\ &= 422833 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{smax} &= (2/3) \sqrt{f_c} b_w d \\
 &= (2/3) \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1268,5 \\
 &= 4631907 \text{ N} \\
 V_{sperlu} &= [V_u - (\phi V_c)] / \phi \\
 &= [2126720 - (0,75 \times 1157977)] / 0,75 \\
 &= 1677650 \text{ N} \\
 s &= \text{spasi tulangan geser} \\
 &= 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} \\
 A_{vmin} &= (V_s \times s) / (f_y \times d) \\
 &= (1677650 \times 250) / (390 \times 1268,5) \\
 &= 848 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka, direncanakan tulangan geser dengan:

$$\begin{aligned}
 \emptyset &= \text{diameter tulangan geser} \\
 &= 19 \text{ mm} \\
 n &= \text{jumlah kaki tulangan geser} \\
 &= 3 \\
 A_v &= n 0,25\pi D^2 \\
 &= 3 \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\
 &= 851 \text{ mm}^2 > A_{vmin} = 848 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \text{gaya perlawanan sengkang} \\
 &= (A_v \times f_y \times d) / s \\
 &= (851 \times 390 \times 1268,5) / 250 \\
 &= 1683191 \text{ N} > V_{smin} = 422833 \text{ N (OKE)} \\
 &= 1683191 \text{ N} < V_{smax} = 4631907 \text{ N (OKE)}
 \end{aligned}$$

Kontrol tulangan geser:

$$\begin{aligned}
 \phi V_s &= 0,75 \times 1683191 \text{ N} \\
 &= 1262393 \text{ N} < V_u = 2126720 \text{ N (OKE)} \\
 \phi (V_s + V_c) &= 0,75 (1683191 \text{ N} + 1157977 \text{ N})
 \end{aligned}$$

$$= 2130876 \text{ N} > V_u = 2126720 \text{ N (OKE)}$$

Maka, digunakan tulangan geser pada pile cap adalah Ø19 - 250.

6.10.6 Perhitungan Tulangan Breast Wall (Dinding Abutment)

Diketahui data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f_c' &= \text{kuat tekan beton} \\ &= 30 \text{ Mpa} \\ f_y &= \text{kuat leleh baja} \\ &= 390 \text{ Mpa} \\ c &= \text{tebal cover} \\ &= 100 \text{ mm} \\ P_u &= \text{gaya aksial ultimate terjadi} \\ &= 6503,45 \text{ kN} \\ M_u &= \text{momen ultimate terjadi} \\ &= 4466,09 \text{ kNm} \\ V_u &= \text{gaya geser ultimate terjadi} \\ &= 1673,30 \text{ kN} \\ b &= \text{lebar breast wall} \\ &= 2000 \text{ mm} \\ b_w &= 1000 \text{ mm} \\ h &= \text{tinggi breast wall} \\ &= 600 \text{ mm} \\ A &= \text{luas permukaan pile cap} \\ &= 1200000 \text{ mm}^2 \\ d &= \text{tinggi efektif} \\ &= h - \text{cover} - \text{tulangan pembagi} - (\text{diameter tulangan}/2) \\ &= 600 - 100 - 19 - (25/2) \end{aligned}$$

$$= 468,5 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan Utama

$$\begin{aligned} M_u &= M_u / B_y \\ &= 4466,09 \text{ kNm} / 7 \text{ m} \\ &= 638,01 \text{ kNm} \\ \phi &= \text{faktor reduksi} \\ &= 0,85 \\ D &= \text{diameter tulangan rencana} \\ &= 25 \text{ mm} \\ n &= \text{jumlah tulangan rencana} \\ &= 12 \text{ buah} \\ A_s &= \text{luas tulangan} \\ &= 12 \times 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 12 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 \\ &= 5890,49 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \times f_y) / (\phi \times f_c \times b_w) \\ &= (5890,49 \times 390) / (0,85 \times 30 \times 1000) \\ &= 90,9 \text{ mm} \\ M_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0,85 \times 5890,49 \times 390 \times (468,5 - 90,9/2) \\ &= 826,88 \text{ kNm} > M_u = 638,01 \text{ kNm (OKE)} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan utama pada breast wall adalah 12D25 per meter.

6.10.7 Perhitungan Tulangan Back Wall

Diketahui data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f_c' &= \text{kuat tekan beton} \\ &= 30 \text{ Mpa} \\ f_y &= \text{kuat leleh baja} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 390 \text{ Mpa} \\
 c &= \text{tebal cover} \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 P_u &= \text{gaya aksial ultimate terjadi} \\
 &= 6503,45 \text{ kN} \\
 M_u &= \text{momen ultimate terjadi} \\
 &= 4466,09 \text{ kNm} \\
 V_u &= \text{gaya geser ultimate terjadi} \\
 &= 1673,30 \text{ kN} \\
 b &= \text{lebar back wall} \\
 &= 1000 \text{ mm} \\
 b_w &= 1000 \text{ mm} \\
 h &= \text{tinggi back wall} \\
 &= 2500 \text{ mm} \\
 A &= \text{luas permukaan pile cap} \\
 &= 2500000 \text{ mm}^2 \\
 d &= \text{tinggi efektif} \\
 &= h - \text{cover} - \text{tulangan pembagi} - (\text{diameter tulangan}:2) \\
 &= 2500 - 100 - 13 - (25/2) \\
 &= 2374,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Utama

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_u / B_y \\
 &= 4466,09 \text{ kNm} / 7 \text{ m} \\
 &= 638,01 \text{ kNm} \\
 \phi &= \text{faktor reduksi} \\
 &= 0,85 \\
 D &= \text{diameter tulangan rencana} \\
 &= 25 \text{ mm} \\
 n &= \text{jumlah tulangan rencana}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \text{ buah} \\
 A_s &= \text{luas tulangan} \\
 &= 2 \times 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 981,75 \text{ mm}^2 \\
 a &= (A_s \times f_y) / (\phi \times f_c \times b_w) \\
 &= (981,75 \times 390) / (0,85 \times 30 \times 1000) \\
 &= 15,01 \text{ mm} \\
 M_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) \\
 &= 0,85 \times 981,75 \times 390 \times (2374,50 - 15,01/2) \\
 &= 770,34 \text{ kNm} > M_u = 638,01 \text{ kNm (OKE)}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan utama pada back wall adalah 2D25 per meter.

Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \text{kuat geser yang disumbangkan oleh beton} \\
 &= 1/6 \sqrt{f_c} b_w d \\
 &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 2368,5 \\
 &= 2162135 \text{ N} \\
 \phi &= \text{faktor reduksi} \\
 &= 0,75 \\
 V_n &= \text{beban geser nominal} \\
 &= V_u : \phi \\
 &= 1673300 \text{ N} : 0,75 \\
 &= 2231067 \text{ N} \\
 V_s &= \text{kuat geser oleh tulangan geser} \\
 &= V_n - V_c \\
 &= 2231067 \text{ N} - 2162135 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$= 68932 \text{ N}$$

Maka, tergolong kondisi 3 (perlu tulangan geser minimum) dimana:

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{s \min})$$

$$1621601 \text{ N} < 1673300 \text{ N} < 2213726 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{s \min} &= (b_w \times d) / 3 \\ &= (1000 \times 2368,5) / 3 \\ &= 789500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \max} &= (2/3) \sqrt{f_c} b_w d \\ &= (2/3) \times \sqrt{30} \times 1000 \times 2368,5 \\ &= 8648539 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \text{spasi tulangan geser} \\ &= 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \min} &= (b_w \times s) / (3 \times f_y) \\ &= (1000 \times 250) / (390 \times 3) \\ &= 214 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka, direncanakan tulangan geser dengan:

$$\begin{aligned} \emptyset &= \text{diameter tulangan geser} \\ &= 19 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \text{jumlah kaki tulangan geser} \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= n 0,25\pi D^2 \\ &= 1 \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 284 \text{ mm}^2 > A_{v \min} = 214 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \text{ gaya perlawanan sengkang} \\ &= (A_v \times f_y \times d) / s \\ &= (284 \times 390 \times 2368,5) / 250 \end{aligned}$$

$$= 1047599 \text{ N} > V_{\text{smin}} = 789500 \text{ N (OKE)}$$

$$= 1047599 \text{ N} < V_{\text{smax}} = 8648539 \text{ N (OKE)}$$

Kontrol tulangan geser:

$$\phi V_s = 0,75 \times 1047599 \text{ N}$$

$$= 785699 \text{ N} < V_u = 1673300 \text{ N (OKE)}$$

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (1047599 \text{ N} + 21262135 \text{ N})$$

$$= 2407300 \text{ N} > V_u = 1673300 \text{ N (OKE)}$$

Maka, digunakan tulangan geser pada back wall adalah Ø19 - 250.

6.11 Perhitungan Abutment 2

6.11.1 Data Struktur Atas

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 6. 89 Data perencanaan jembatan

URAIAN DIMENSI	NOTASI	DIMENSI	SATUAN
Lebar jalan (jalur lalu-lintas)	b_1	7,00	m
Lebar trotoar (pejalan kaki)	b_2	0,00	m
Lebar median (pemisah jalur)	b_3	0,00	m
Lebar total jembatan	b	7,00	m
Tebal slab lantai jembatan	t_s	0,20	m
Tebal lapisan aspal + overlay	t_a	0,10	m
Tebal trotoar	t_t	0,00	m
Tebal genangan air hujan	t_g	0,05	m
Tinggi girder prategang	h_g	2,10	m
Tinggi bidang samping jembatan	h_s	2,50	m
Jarak antar balok prategang	s	2,25	m
Panjang bentang jembatan	L	40,00	m
SPECIFIC GRAVITY	NOTASI	BESAR	SATUAN
Berat beton bertulang	w_c	25,00	kN/m ³
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	w'_c	24,00	kN/m ³
Berat aspal	w_a	22,00	kN/m ³
Berat jenis air	w_w	9,80	kN/m ³

6.11.2 Data Struktur Bawah (Abutment)

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 6. 90 Data perencanaan abutment

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	KETERANGAN	NOTASI	(m)
h_1	2,50	b_1	0,50	Panjang abutment	B_y	7,00
h_2	1,00	b_2	3,50	Tebal wing-wall	h_w	0,50
TANAH TIMBUNAN						
				Berat volume $W_s =$	17,20	kN/m ³
				Sudut geser $\phi =$	35,00	°
				Kohesi $C =$	0,00	kPa
TANAH ASLI (DI DASAR PILECAP)						
				Berat volume $W_s =$	18,00	kN/m ³
				Sudut geser $\phi =$	28,00	°
				Kohesi $C =$	15,00	kPa
BAHAN STRUKTUR						
		B_x	4,00	Mutu beton	K - 300	
				Mutu baja tulangan	U - 39	

6.11.3 Kombinasi Beban Kerja

Tabel 6. 91 Rekapitulasi beban kerja

Rekapitulasi Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		875,00	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		11,25		11,25	
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa	EQ		228,95	228,95	682,93	682,93
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		149,66		0,00	
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	FB		607,35		607,35	

Kombinasi 1

Tabel 6. 92 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 1

Kombinasi 1		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			5222,90	0,00	0,00	-76,56	0,00

Kombinasi 2

Tabel 6. 93 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 2

Kombinasi 2		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		875,00	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			5275,56	250,00	106,08	798,44	291,67

Kombinasi 3

Tabel 6. 94 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 3

Kombinasi 3		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		875,00	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		607,35		607,35	
			5275,56	857,35	106,08	1405,78	291,67

Kombinasi 4

Tabel 6. 95 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 4

Kombinasi 4		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD	930,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		875,00	
7	Temperatur	ET		11,25		11,25	
8	Beban angin	EW	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		607,35		607,35	
			5275,56	868,60	106,08	1417,03	291,67

Kombinasi 5

Tabel 6. 96 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 5

Kombinasi 5		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	MA	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	TA					
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		228,95	228,95	682,93	682,93
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		149,66		0,00	
11	Gesekan	FB					
			4292,90	378,62	228,95	606,36	682,93

Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 6. 97 Rekapitulasi kombinasi beban kerja

No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	5222,90	0,00	0,00	-76,56	0,00
2	Kombinasi 2	25%	5275,56	250,00	106,08	798,44	291,67
3	Kombinasi 3	40%	5275,56	857,35	106,08	1405,78	291,67
4	Kombinasi 4	40%	5275,56	868,60	106,08	1417,03	291,67
5	Kombinasi 5	50%	4292,90	378,62	228,95	606,36	682,93
		maksimum	5275,56	868,60	228,95	1417,03	682,93

6.11.4 Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap

Tabel 6. 98 Rekapitulasi beban kerja pile cap

Beban Kerja pile cap			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		875,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		11,25	
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa	1,00		228,95	228,95	682,93	682,93
10	Tekanan tanah dinamis	1,00		149,66		0,00	
11	Gesekan	1,00		607,35		607,35	

Kombinasi 1

Tabel 6. 99 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 1

Kombinasi 1			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2,00		250,00		875,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		11,25	
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan						
			7775,99	513,50	127,30	1663,97	350,01

Kombinasi 2

Tabel 6. 100 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 2

Kombinasi 2			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		875,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		11,25	
8	Beban angin	1,20					
9	Beban gempa	1,00					
10	Tekanan tanah dinamis	1,00					
11	Gesekan	1,00		607,35		607,35	
			7712,79	1120,85	0,00	2271,32	0,00

Kombinasi 3

Tabel 6. 101 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 3

Kombinasi 3			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		875,00	
7	Temperatur						
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan	1,00		607,35		607,35	
			7775,99	1107,35	127,30	2257,82	350,01

Kombinasi 4

Tabel 6. 102 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 4

Kombinasi 4			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	930,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		875,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		11,25	
8	Beban angin	1,20	52,66		106,08	0,00	291,67
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan						
			7775,99	513,50	127,30	1663,97	350,01

Kombinasi 5

Tabel 6. 103 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 5

Kombinasi 5			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3904,30			-76,56	
2	Beban mati tambahan	2,00	388,60			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"						
6	Gaya rem						
7	Temperatur						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1,00		228,95	228,95	682,93	682,93
10	Tekanan tanah dinamis	1,00		149,66		0,00	
11	Gesekan						
			5852,79	378,62	228,95	583,39	682,93

Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 6. 104 Rekapitulasi kombinasi beban kerja pile cap

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kombinasi 1	7775,99	513,50	127,30	1663,97	350,01
2	Kombinasi 2	7712,79	1120,85	0,00	2271,32	0,00
3	Kombinasi 3	7775,99	1107,35	127,30	2257,82	350,01
4	Kombinasi 4	7775,99	513,50	127,30	1663,97	350,01
5	Kombinasi 5	5852,79	378,62	228,95	583,39	682,93
	maksimum	7775,99	1120,85	228,95	2271,32	682,93

6.12 Perhitungan Pilar

6.12.1 Data Struktur Atas

Diketahui data-data sebagai berikut:

Tabel 6. 105 Data perencanaan jembatan

URAIAN DIMENSI	NOTASI	DIMENSI	SATUAN
Lebar jalan (jalur lalu-lintas)	b_1	7,00	m
Lebar trotoar (pejalan kaki)	b_2	0,00	m
Lebar median (pemisah jalur)	b_3	0,00	m
Lebar total jembatan	b	7,00	m
Tebal slab lantai jembatan	t_s	0,20	m
Tebal lapisan aspal + overlay	t_a	0,10	m
Tebal trotoar	t_t	0,00	m
Tebal genangan air hujan	t_h	0,05	m
Tinggi girder prategang	h_g	2,10	m
Tinggi bidang samping jembatan	h_s	2,50	m
Jarak antar balok prategang	s	2,25	m
Panjang bentang jembatan	L	40,00	m
SPECIFIC GRAVITY	NOTASI	BESAR	SATUAN
Berat beton bertulang	w_c	25,00	kN/m ³
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	w'_c	24,00	kN/m ³
Berat aspal	w_a	22,00	kN/m ³
Berat jenis air	w_w	9,80	kN/m ³

6.12.2 Data Struktur Bawah (Pilar)

Tabel 6. 106 Data perencanaan pilar

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	KETERANGAN	NOTASI	(m)
h_1	2,50	b_1	1,50	Panjang abutment	B_y	7,00
h_2	0,60	b_2	0,90	Tebal wing-wall	h_w	0,50
h_3	0,40	b_3	0,50	TANAH TIMBUNAN		
h_4	1,00	b_4	0,90	Berat volume $W_s =$	17,20	kN/m ³
		b_5	1,50	Sudut geser $\phi =$	35,00	°
				Kohesi $C =$	0,00	kPa
				TANAH ASLI (DI DASAR PILECAP)		
				Berat volume $W_s =$	18,00	kN/m ³
				Sudut geser $\phi =$	28,00	°
				Kohesi $C =$	15,00	kPa
				BAHAN STRUKTUR		
		B_x	5,30	Mutu beton	K - 300	
				Mutu baja tulangan	U - 39	

6.12.3 Kombinasi Beban Kerja

Tabel 6. 107 Rekapitulasi beban kerja

Rekapitulasi Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	MA	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1860,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		0,00	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		11,25		0,00	
8	Beban angin	EW	105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa	EQ		448,11	448,11	1767,42	1767,42
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		247,41		0,00	
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	FB		1214,69		4858,78	

Kombinasi 1

Tabel 6. 108 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 1

Kombinasi 1			Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS		7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	MA		777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	TA			0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD		1860,00			0,00	
6	Gaya rem	TB						
7	Temperatur	ET						
8	Beban angin	EW						
9	Beban gempa	EQ						
10	Tekanan tanah dinamis	EQ						
11	Gesekan	FB						
				10262,05	0,00	0,00	530,25	0,00

Kombinasi 2

Tabel 6. 109 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 2

Kombinasi 2			Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS		7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	MA		777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	TA			0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD		1860,00			0,00	
6	Gaya rem	TB			250,00		0,00	
7	Temperatur	ET						
8	Beban angin	EW		105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa	EQ						
10	Tekanan tanah dinamis	EQ						
11	Gesekan	FB						
				10367,38	250,00	106,08	530,25	643,44

Kombinasi 3

Tabel 6. 110 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 3

Kombinasi 3			Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS		7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	MA		777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	TA			0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD		1860,00			0,00	
6	Gaya rem	TB			250,00		0,00	
7	Temperatur	ET						
8	Beban angin	EW		105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa	EQ						
10	Tekanan tanah dinamis	EQ						
11	Gesekan	FB			1214,69		4858,78	
				10367,38	1464,69	106,08	5389,03	643,44

Kombinasi 4

Tabel 6. 111 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 4

Kombinasi 4		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	MA	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	TA		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	TD	1860,00			0,00	
6	Gaya rem	TB		250,00		0,00	
7	Temperatur	ET		11,25		0,00	
8	Beban angin	EW	105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		1214,69		4858,78	
			10367,38	1475,94	106,08	5389,03	643,44

Kombinasi 5

Tabel 6. 112 Rekapitulasi beban kerja kombinasi 5

Kombinasi 5		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	MA	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	TA					
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		448,11	448,11	1767,42	1767,42
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		247,41		0,00	
11	Gesekan	FB					
			8402,05	695,51	448,11	2297,67	1767,42

Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 6. 113 Rekapitulasi kombinasi beban kerja

No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	10262,05	0,00	0,00	530,25	0,00
2	Kombinasi 2	25%	10367,38	250,00	106,08	530,25	643,44
3	Kombinasi 3	40%	10367,38	1464,69	106,08	5389,03	643,44
4	Kombinasi 4	40%	10367,38	1475,94	106,08	5389,03	643,44
5	Kombinasi 5	50%	8402,05	695,51	448,11	2297,67	1767,42
	maksimum		10367,38	1475,94	448,11	5389,03	1767,42

6.12.4 Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap

Tabel 6. 114 Rekapitulasi beban kerja pile cap

Beban Kerja pile Cap			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	2,00	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	1860,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		0,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		0,00	
8	Beban angin	1,20	105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa	1,00		448,11	448,11	1767,42	1767,42
10	Tekanan tanah dinamis	1,00		247,41		0,00	
11	Gesekan	1,00		1214,69		4858,78	

Kombinasi 1

Tabel 6. 115 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 1

Kombinasi 1			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	2,00	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	1860,00			0,00	
5	Beban pedestrian						
6	Gaya rem	2,00		250,00		0,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		0,00	
8	Beban angin	1,20	105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan						
			15313,10	513,50	127,30	689,33	772,13

Kombinasi 2

Tabel 6. 116 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 2

Kombinasi 2			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	2,00	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	1860,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		0,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		0,00	
8	Beban angin	1,20					
9	Beban gempa	1,00					
10	Tekanan tanah dinamis	1,00					
11	Gesekan	1,00		1214,69		4858,78	
			15186,71	1728,19	0,00	5548,10	0,00

Kombinasi 3

Tabel 6. 117 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 3

Kombinasi 3			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	2,00	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	1860,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		0,00	
7	Temperatur						
8	Beban angin	1,20	105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan	1,00		1214,69		4858,78	
			15313,10	1714,69	127,30	5548,10	772,13

Kombinasi 4

Tabel 6. 118 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 4

Kombinasi 4			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	2,00	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"	2,00	1860,00			0,00	
6	Gaya rem	2,00		250,00		0,00	
7	Temperatur	1,20		11,25		0,00	
8	Beban angin	1,20	105,33		106,08	0,00	643,44
9	Beban gempa						
10	Tekanan tanah dinamis						
11	Gesekan						
			15313,10	513,50	127,30	689,33	772,13

Kombinasi 5

Tabel 6. 119 Rekapitulasi beban kerja pile cap kombinasi 5

Kombinasi 5			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7624,85			530,25	
2	Beban mati tambahan	2,00	777,20			0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00		0,00	
4	Beban lajur "D"						
6	Gaya rem						
7	Temperatur						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1,00		448,11	448,11	1767,42	1767,42
10	Tekanan tanah dinamis	1,00		247,41		0,00	
11	Gesekan						
			11466,71	695,51	448,11	2456,75	1767,42

Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 6. 120 Rekapitulasi kombinasi beban kerja pile cap

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kombinasi 1	15313,10	513,50	127,30	689,33	772,13
2	Kombinasi 2	15186,71	1728,19	0,00	5548,10	0,00
3	Kombinasi 3	15313,10	1714,69	127,30	5548,10	772,13
4	Kombinasi 4	15313,10	513,50	127,30	689,33	772,13
5	Kombinasi 5	11466,71	695,51	448,11	2456,75	1767,42
	maksimum	15313,10	1728,19	448,11	5548,10	1767,42

6.13 Rekapitulasi Perhitungan Pilar Dan Abutment

6.13.1 Perhitungan Pondasi

Tabel 6. 121 Rekapitulasi perhitungan perencanaan pondasi pada pilar dan abutment

keterangan	notasi	satuan	abutment 1	abutment 2	pilar
jenis			pipa baja	pipa baja	pipa baja
diameter	D	meter	0,7	0,7	0,7
panjang tiang	L	meter	20	20	20
daya dukung ijin vertikal	R _a	ton/tiang	297,05	250,78	330,97
daya dukung ijin horizontal	H _a	ton/tiang	73,6	83,3	83,3
kapasitas cabut	R _c	ton/tiang	141,36	98,7	178,89
jumlah tiang	n	tiang	6	6	9
daya dukung kelompok	P _{ijin}	ton	1774,9	1498,38	2964,53
gaya aksial terjadi	P	ton	1587,57	1305,16	2568,05

6.13.2 Perhitungan Penulangan

Tabel 6. 122 Rekapitulasi perhitungan perencanaan tulangan pada pilar dan abutment

keterangan	momen dan gaya geser terjadi					digunakan tulangan		
	notasi	satuan	abutment 1	abutment 2	pilar	abutment 1	abutment 2	pilar
PILECAP								
momen terjadi	M	kNm	6160,05	2271,32	5548,10	D25 - 150	D25 - 250	D25 - 200
gaya geser terjadi	V	kN	2126,72	2126,72	1728,19	Ø19 - 250	Ø19 - 250	Ø19 - 250
BREAST WALL								
momen terjadi	M	kNm	4466,09	-	5389,03	D25 - 75	-	D25 - 50
gaya geser terjadi	V	kN	1673,30	-	1475,94	-	-	Ø19 - 100
BACK WALL								
momen terjadi	M	kNm	4466,09	1417,03	5389,03	D25 - 500	D25 - 500	D25 - 300
gaya geser terjadi	V	kN	1673,30	868,60	1475,94	Ø19 - 250	Ø19 - 250	Ø19 - 250

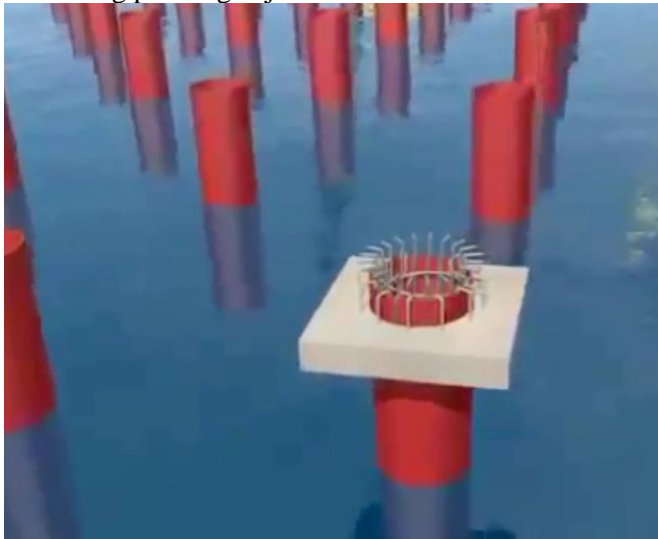
Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB VII

METODE PELAKSANAAN

Pada metode pelaksanaan pembangunan dermaga PLTU 330 feet, hanya mencantumkan metode pelaksanaan pekerjaan beton pracetak pada dermaga. Berikut adalah tahap-tahap metode pelaksanaan pracetak dermaga:

1. Pemasangan bekisting gantung pada tiang pancang baja untuk pengecoran isian pancang.
2. Memasang pile cap pracetak yang digantungkan pada tiang pancang baja.
3. Pemasangan dilanjutkan pengelasan pada tulangan isian tiang pancang baja.



4. Setelah pancang ditulangi, bekisting untuk pengecoran topping pile cap dapat dipasang.
5. Dilakukan pengecoran pada isian pancang dan pile cap.

6. Setelah umur beton sudah mencukupi, selanjutnya meletakkan balok (memanjang dan melintang) pracetak diatas pilecap.
7. Dilanjutkan peletakkan plat pracetak diatas balok.



8. Setelah semua plat terpasang, dilanjutkan pemasangan bekisting untuk pengecoran toping plat sesuai tebal plat rencana.



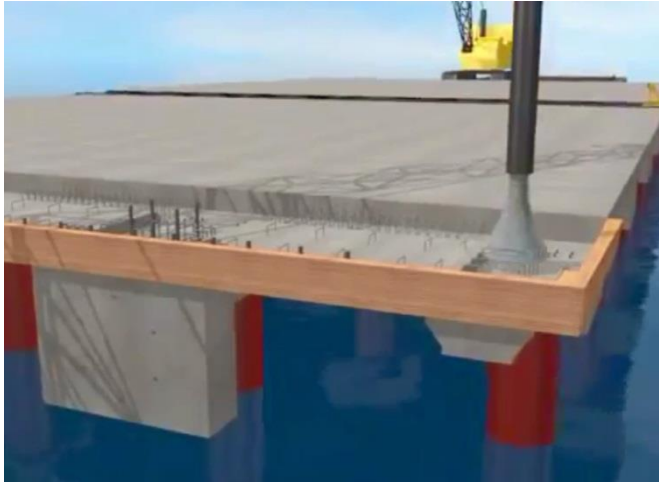
9. Setelah bekisting terpasang, pengecoran topping plat siap dilaksanakan.



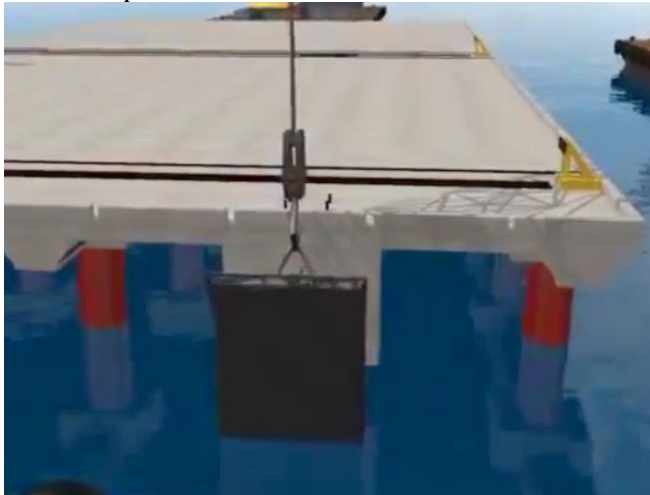
10. Setelah umur beton plat sudah tercapai dan bekisting telah dilepas, dilanjutkan pemasangan balok lis plang pracetak untuk tempat peletakkan fender dermaga.



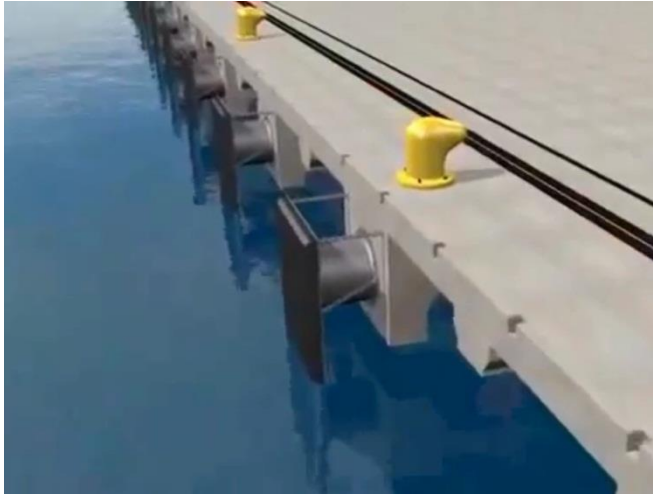
11. Setelah terpasang, plat pracetak diletakkan serta pemasangan bekisting untuk dilakukan pengecoran.



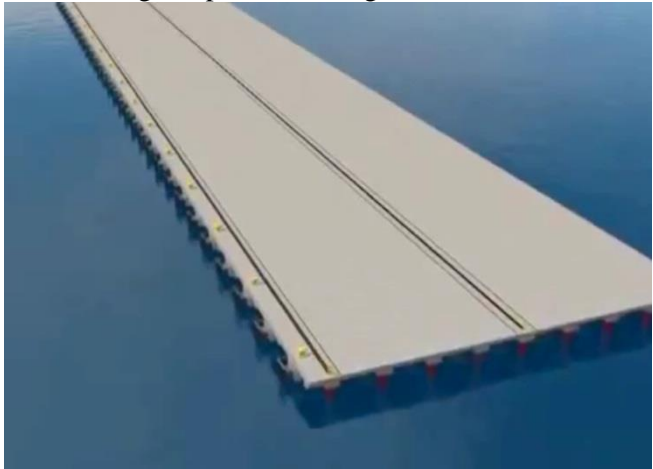
12. Setelah umur beton tercapai, pemasangan fender dan bollard dapat dilaksanakan.



13. Setelah pemasangan fender dan bollard selesai, dermaga tidak dapat langsung digunakan karena pengecoran beton terakhir belum sampai umur pada mutu beton terbaik.



14. Pada umur beton terakhir pengecoran mencapai 28 hari, dermaga siap untuk difungsikan.



Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB VIII

PENUTUP

8.1 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan yang diperoleh dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Dimensi struktur utama dermaga adalah 51 m x 17,5 m dengan tebal plat lantai dermaga 750 mm.
2. Dimensi balok utama memanjang dan melintang adalah 1500 mm x 500 mm, dengan balok fender 3800 mm x 400 mm.
3. Dimensi pile cap dermaga adalah 1500 mm x 1500 mm x 800 mm.
4. Dimensi tiang pancang adalah pipe steel pile Ø 700 – 12 mm.
5. Digunakan PC-I Girder tinggi 2,1 m L = 40 m untuk balok trestle dengan 4 lubang tendon dan total ada 69 strands.
6. Diameter tulangan:
 - Balok memanjang: 5 D25
 - Balok melintang: 5 D25
 - Balok fender: 10 D25
 - Plat lantai dermaga: D19 – 100
 - Plat lantai trestle: D19 – 100
 - Pile cap dermaga: D25 – 50
 - Pile cap mooring: D25 – 250
 - Pile cap abutment 1: D25 - 200
 - Pile cap abutment 2: D25 – 250
 - Pile cap pilar: D25 – 200

- Back wall abutment 1: D25 - 250
 - Back wall abutment 2: D25 - 250
 - Back wall pilar: D25 – 300
7. Fender SM800H – 2000 mm
 8. Bollard kapasitas 20 T

8.2 Saran

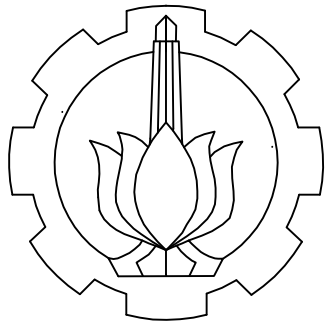
Untuk perencanaan dermaga pracetak selanjutnya, seharusnya menghitung rencana anggaran biaya (RAB) untuk membandingkan penghematan antara penggunaan PC – I Girder atau tiang pancang pada trestle.

DAFTAR PUSTAKA

- Kramadibrata, Soedjono. 2002. *Perencanaan Pelabuhan*. Bandung: Penerbit ITB
- Lin, T. Y. & Burn, Ned H., 1993. *Desain Struktur Beton Prategang*. Third Ed. Jakarta: Erlangga.
- Marine Fender Design Manual*. Japan: Bridgestone
- Nakazawa, Kazuto. 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Terjemahan L. Taulu dkk. Jakarta : PT. Pradnya Paramita
- Nawy, Edward G. 2001. *Desain Beton Prategang – Suatu Pendekatan Mendasar*. Third Ed. Jakarta: Erlangga.
- RSNI T-02-2005. *Standart Pembebanan Untuk Jembatan*
- Rubber, Doshin. *Rubber Fender* : Kossan Rubber Industries Berhad
- SNI 2833-2008. *Standart Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*
- SNI 03 – 2847 – 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- SNI T-12-2004. *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*
- Standart Design and Criteria For Port in Indonesia*, (Communications, 1984), 1984.

- Tabata, Y. Goda T. 2002. *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Japan: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan
- Triatmodjo, Bambang. 2009. *Perencanaan Pelabuhan*. Yogyakarta: Beta Offset

LAMPIRAN



DAFTAR GAMBAR

DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK PLTU KOTABARU KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

NO HALAMAN

Gambar Eksisting

1

Layout Dermaga

2

Denah Dermaga

3

Denah Plat Dermaga

4

Denah Pembalokan Dermaga

5

Denah Tiang Pancang dan Pile Cap

6

Potongan Dermaga

7

Tampak Depan Dermaga

9

Denah Trestle

10

Denah Plat Trestle

12

Denah Pembalokan Trestle

14

Potongan Trestle

16

Cat Walk

22

Detail Balok

23

Detail Penulangan Plat Pracetak

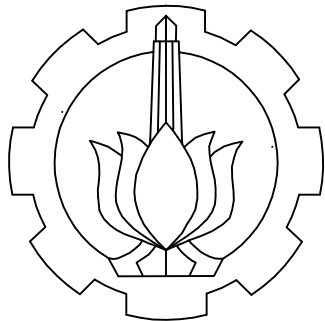
24

Detail Penulangan Plat Insitu

28

Abutment 1

33



DAFTAR GAMBAR

DESAIN STRUKTUR DERMAGA PRACETAK UNTUK PLTU KOTABARU KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

NO HALAMAN

Abutment 2

34

Pilar

35

Posisi Tendon PC - I Girder

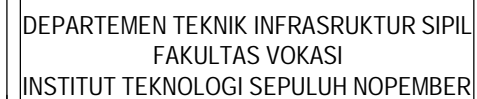
36

Penulangan PC - I Girder

38

Detail Bollard dan Fender

40



PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

SKALA

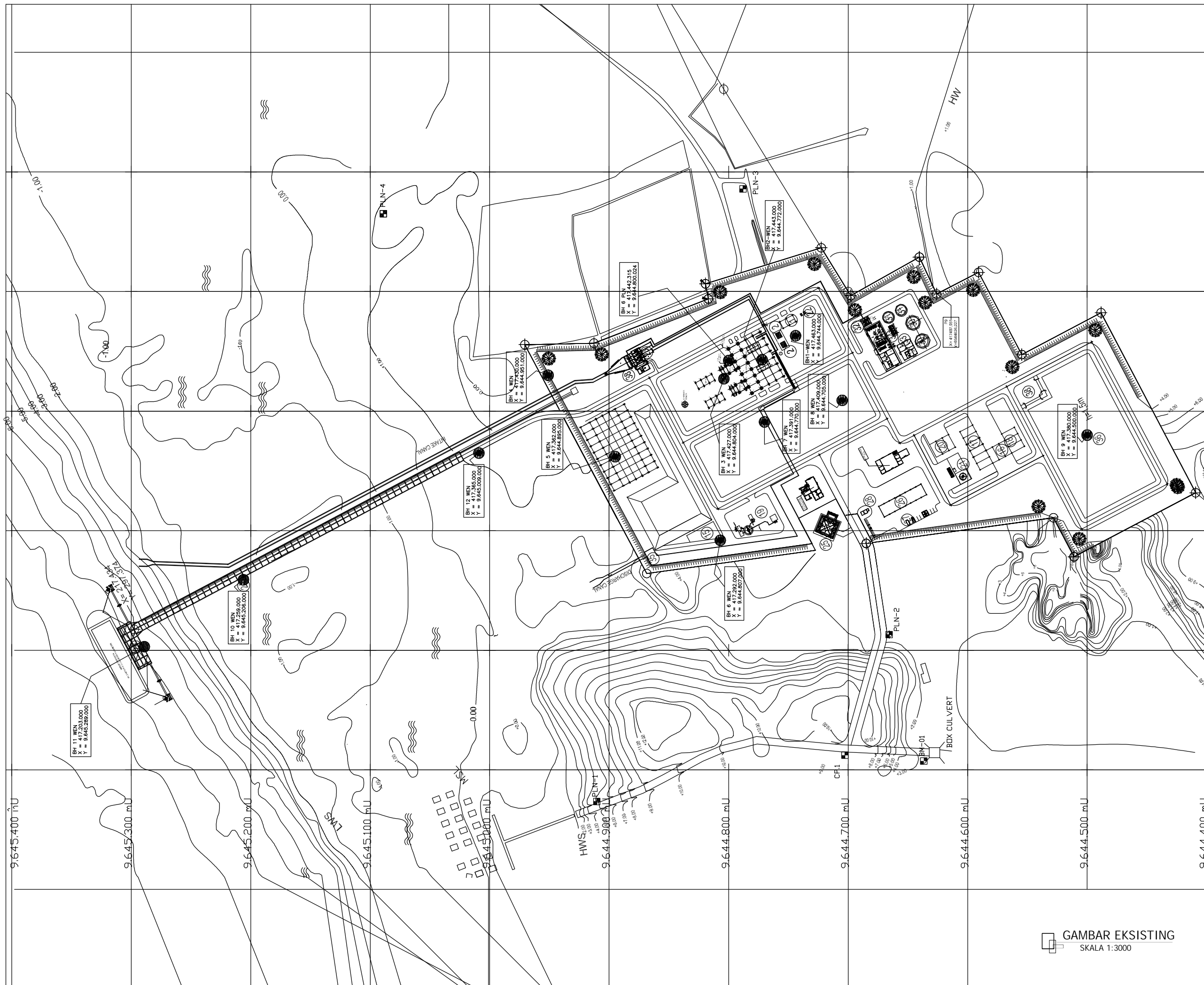
1:3000

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

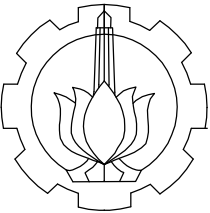
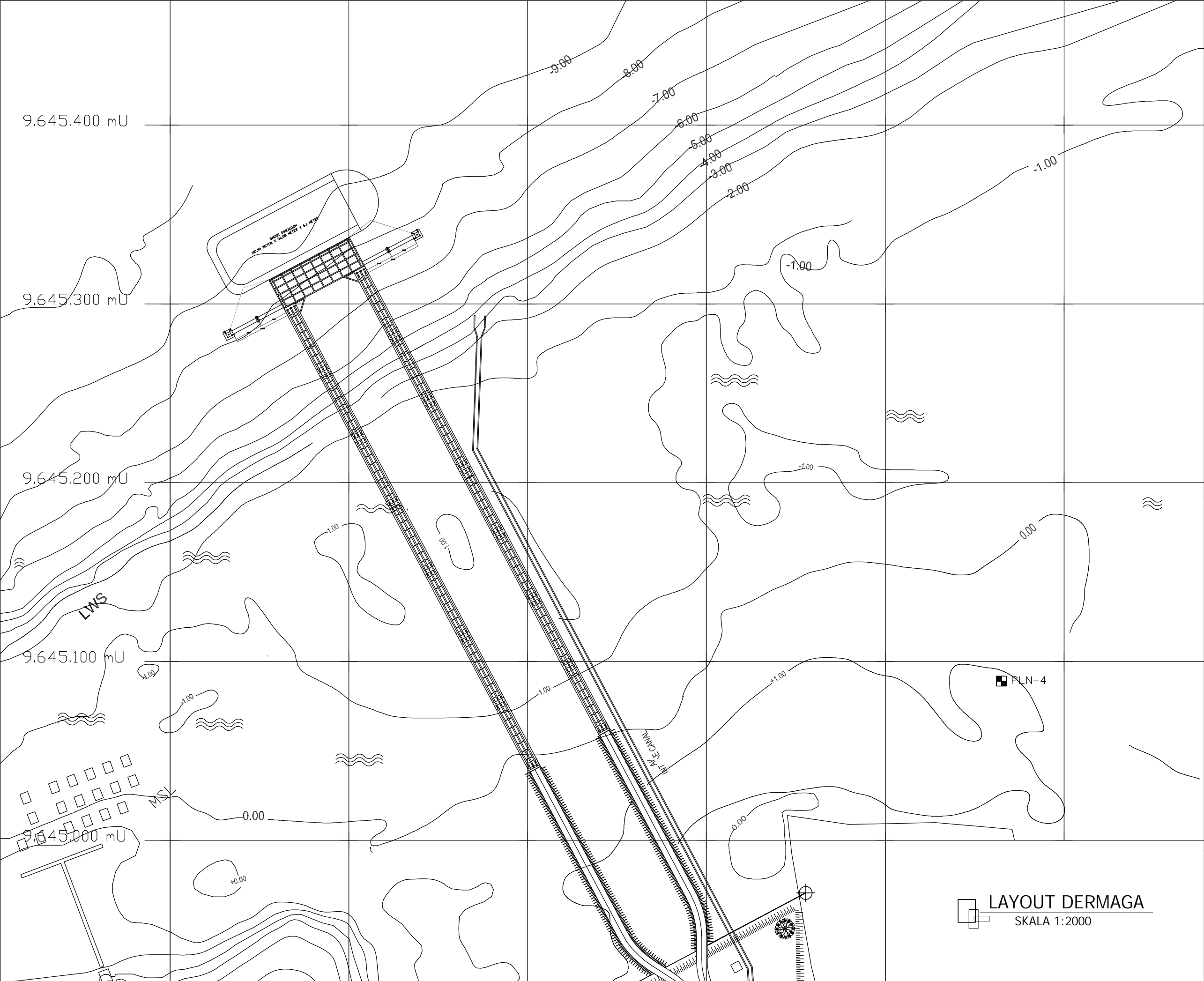
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

JML. GAMBAR

40



GAMBAR EKSTING
SKALA 1:3000



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

LAY OUT
DERMAGA

1 : 2000

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

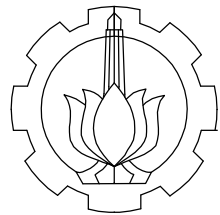
NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

2

40

LAYOUT DERMAGA
SKALA 1:2000



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH
DERMAGA

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

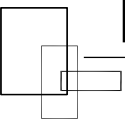
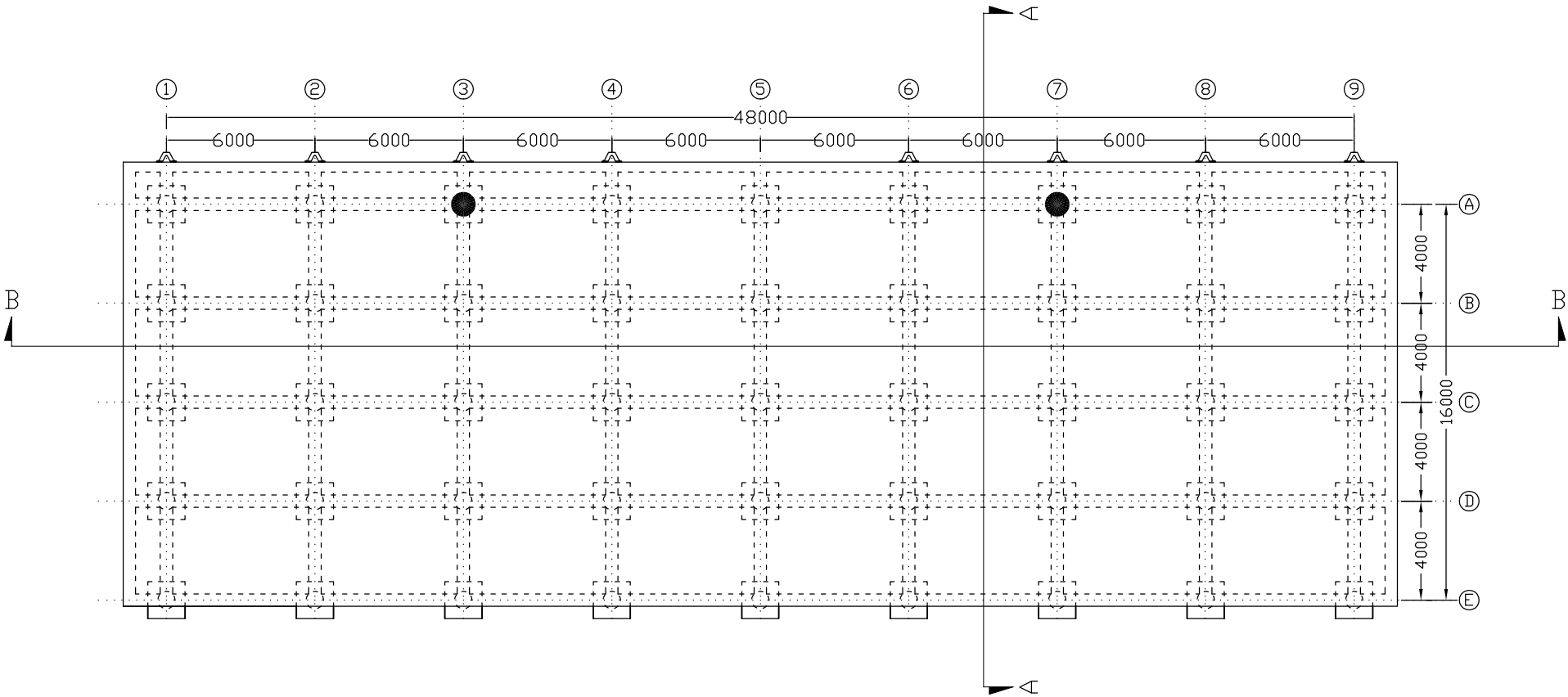
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

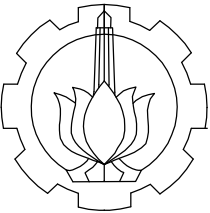
3

40



DENAH DERMAGA

SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT
DERMAGA

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

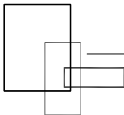
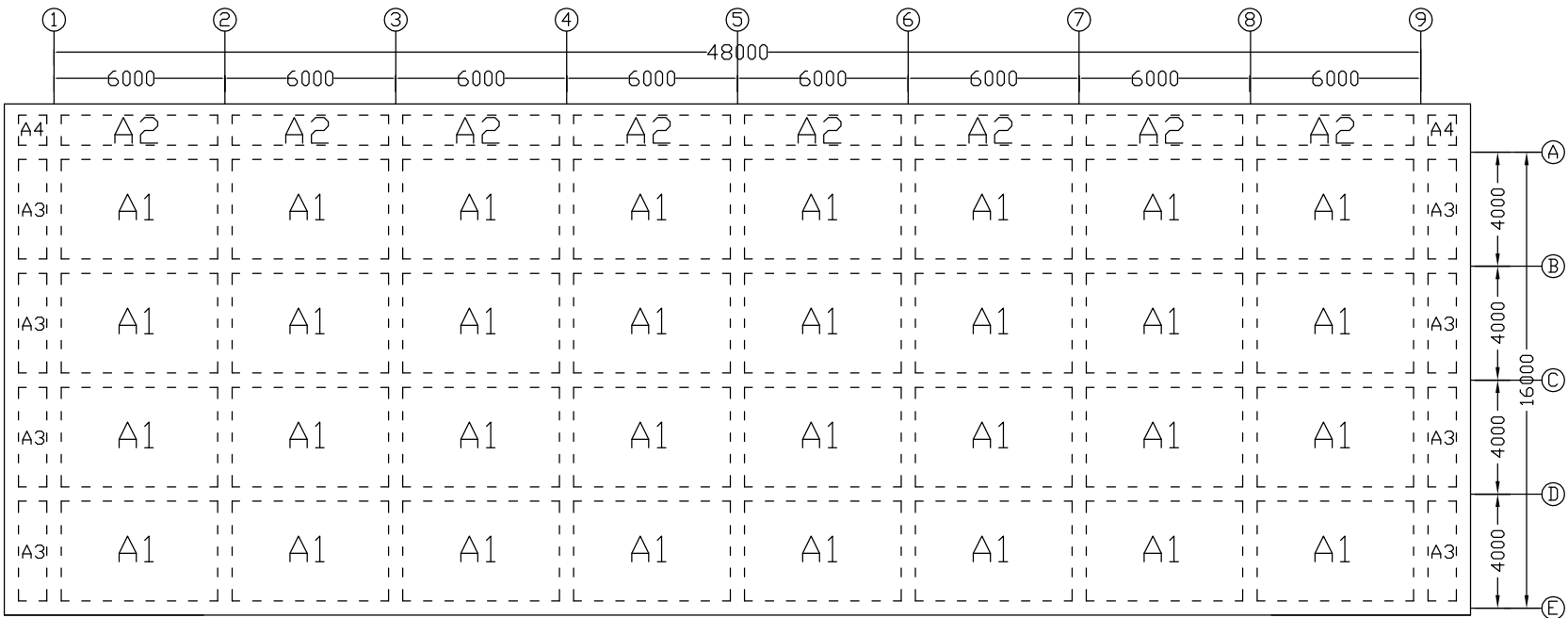
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

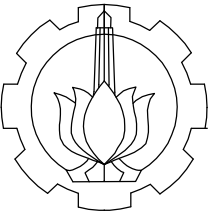
4

40



DENAH PLAT DERMAGA

SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH
PEMBALOKAN
DERMAGA

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

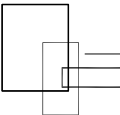
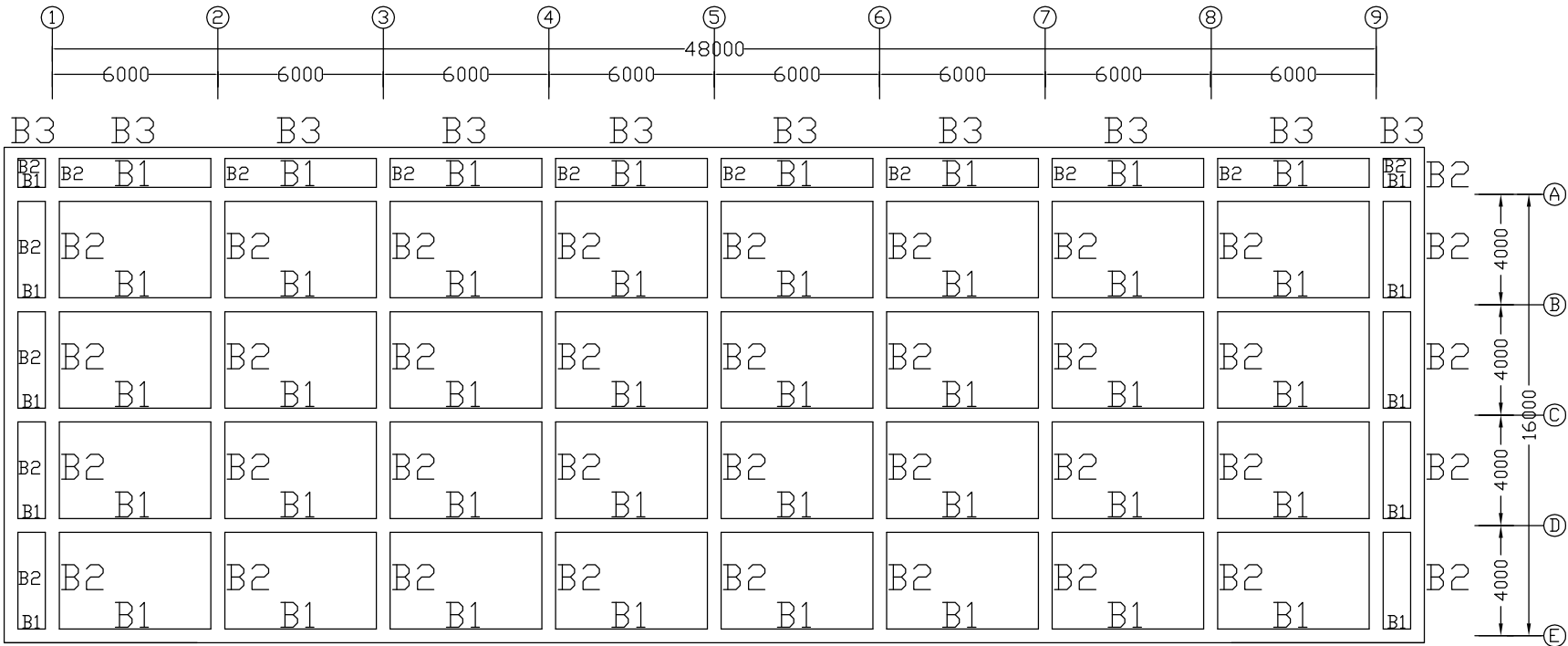
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

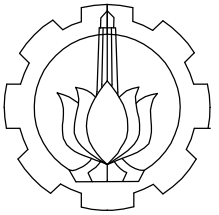
5

40



DENAH PEMBALOKAN DERMAGA

SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH TIANG
PANCANG DAN
PILE CAP

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

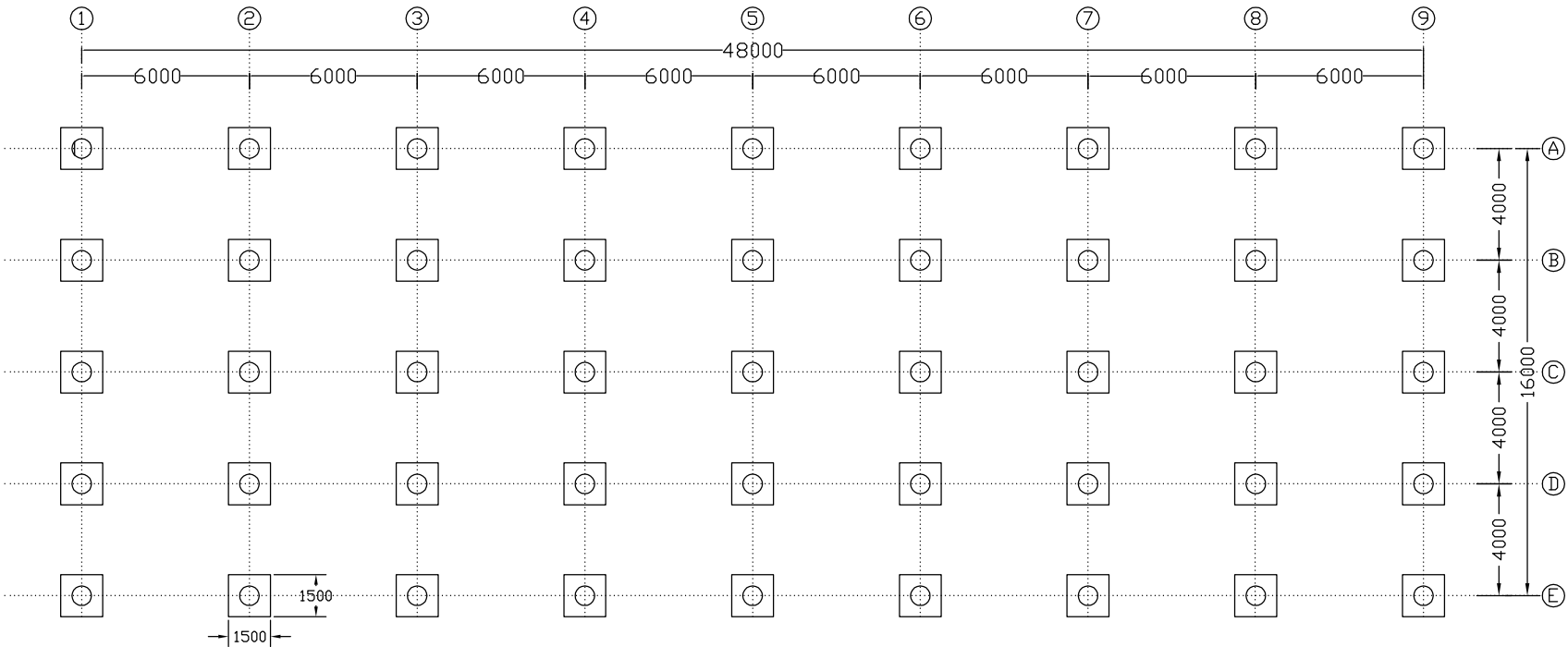
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

6

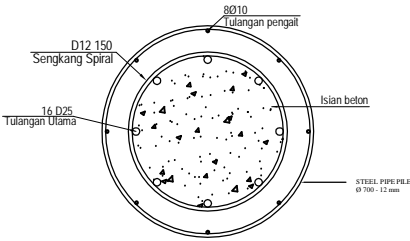
40



DENAH TIANG PANCANG DAN PILE CAP

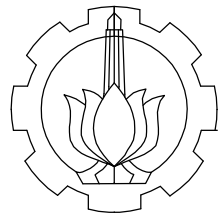
SKALA 1:250

PILE TYPE	SPP 1	
	STEEL PIPE PILE Ø700 - 12 mm	
Lokasi	Dermaga	
GAMBAR		
Isian Beton	L = 2 m	
Mutu Bahan	Fy = 390 Mpa	
Panjang / Miring	30 m	-
Jumlah	45 piece	



DETAIL TIANG PANCANG

SKALA 1:25



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN
DERMAGA

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

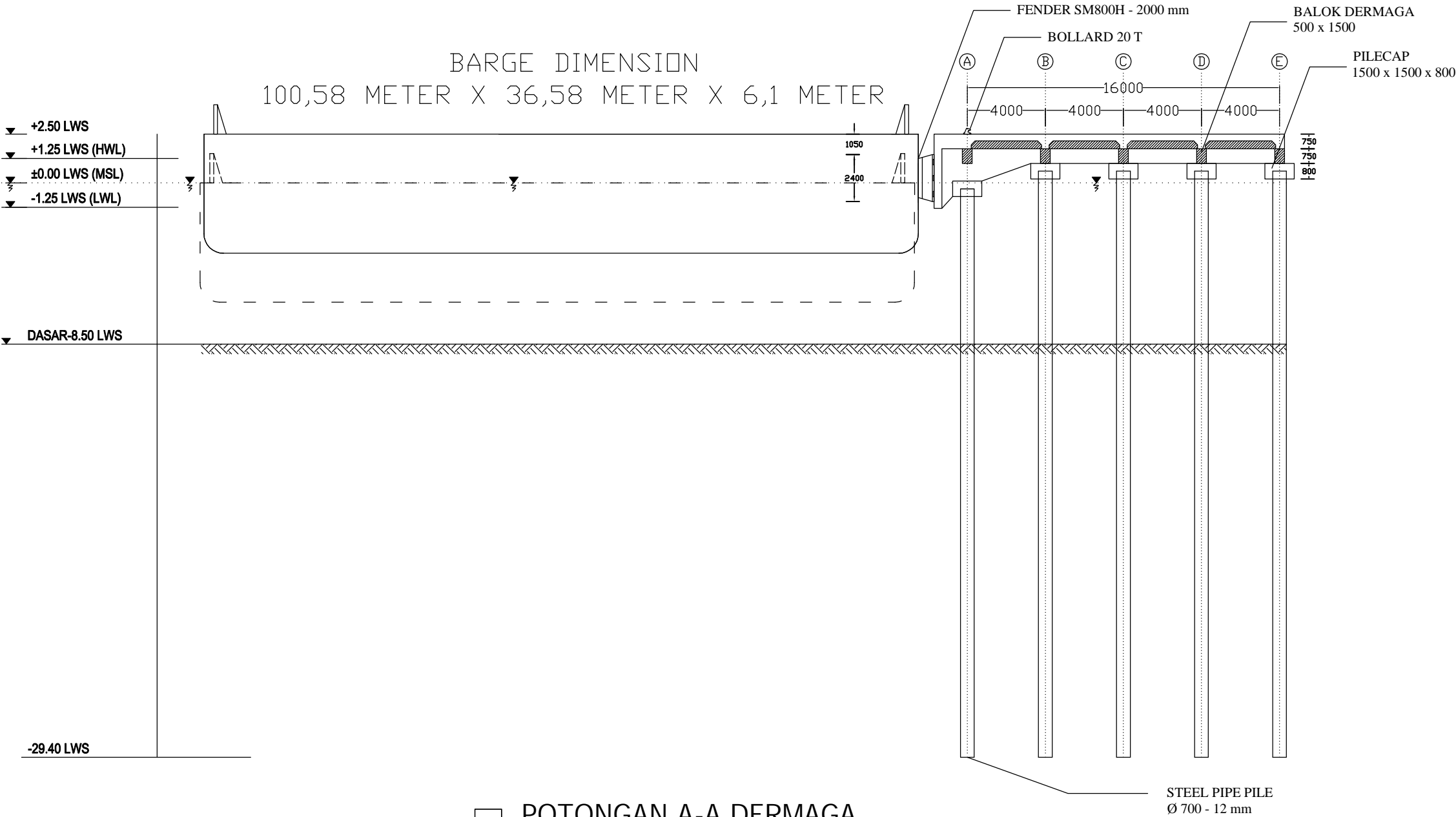
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

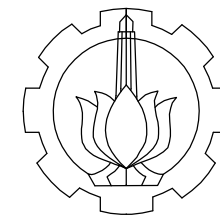
JML. GAMBAR

7

40



POTONGAN A-A DERMAGA
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN
DERMAGA

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

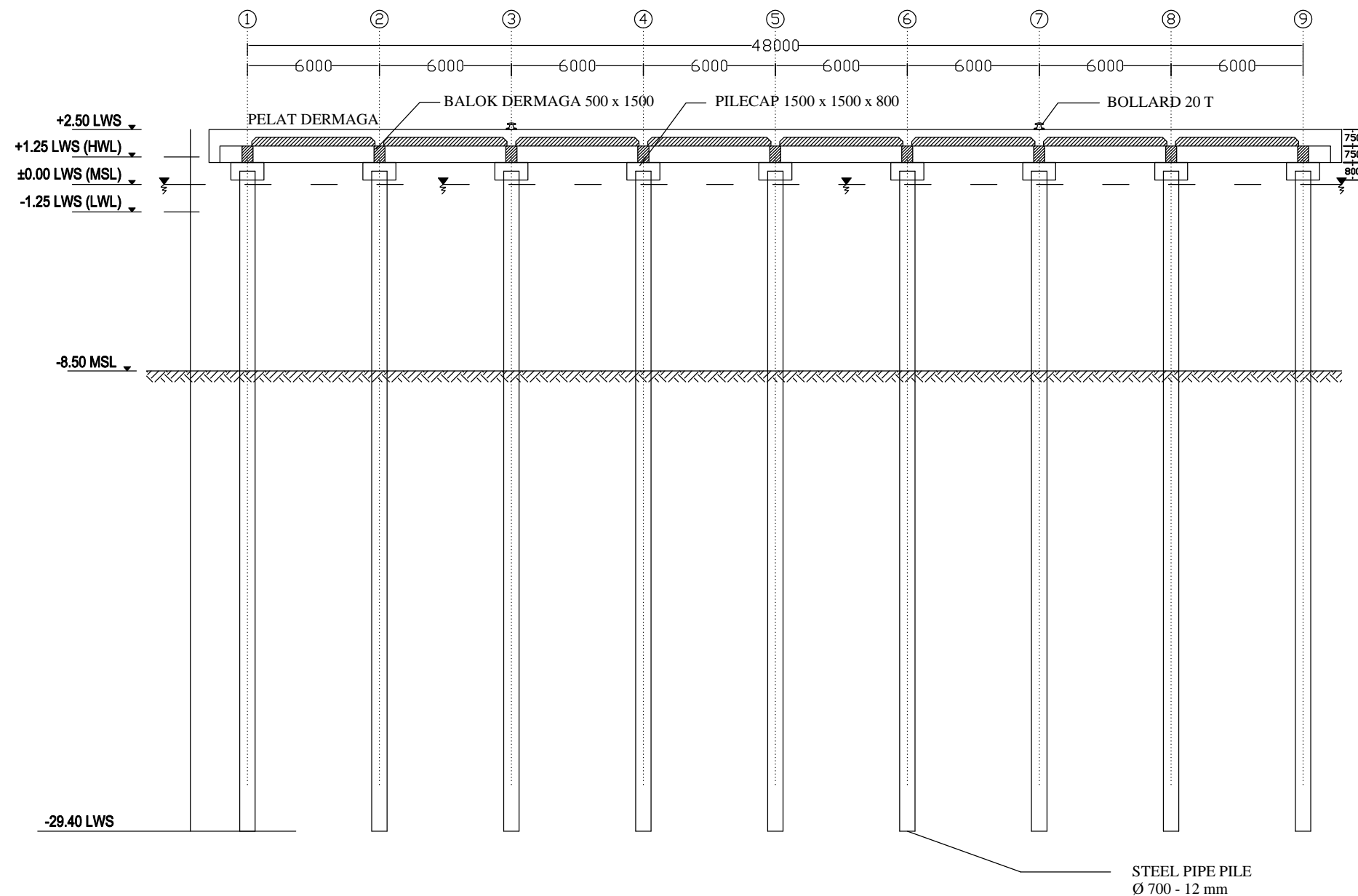
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

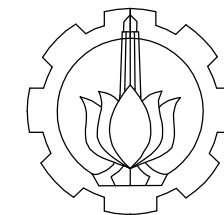
JML. GAMBAR

8

40



POTONGAN B-B DERMAGA
SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

TAMPAK DEPAN
DERMAGA

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

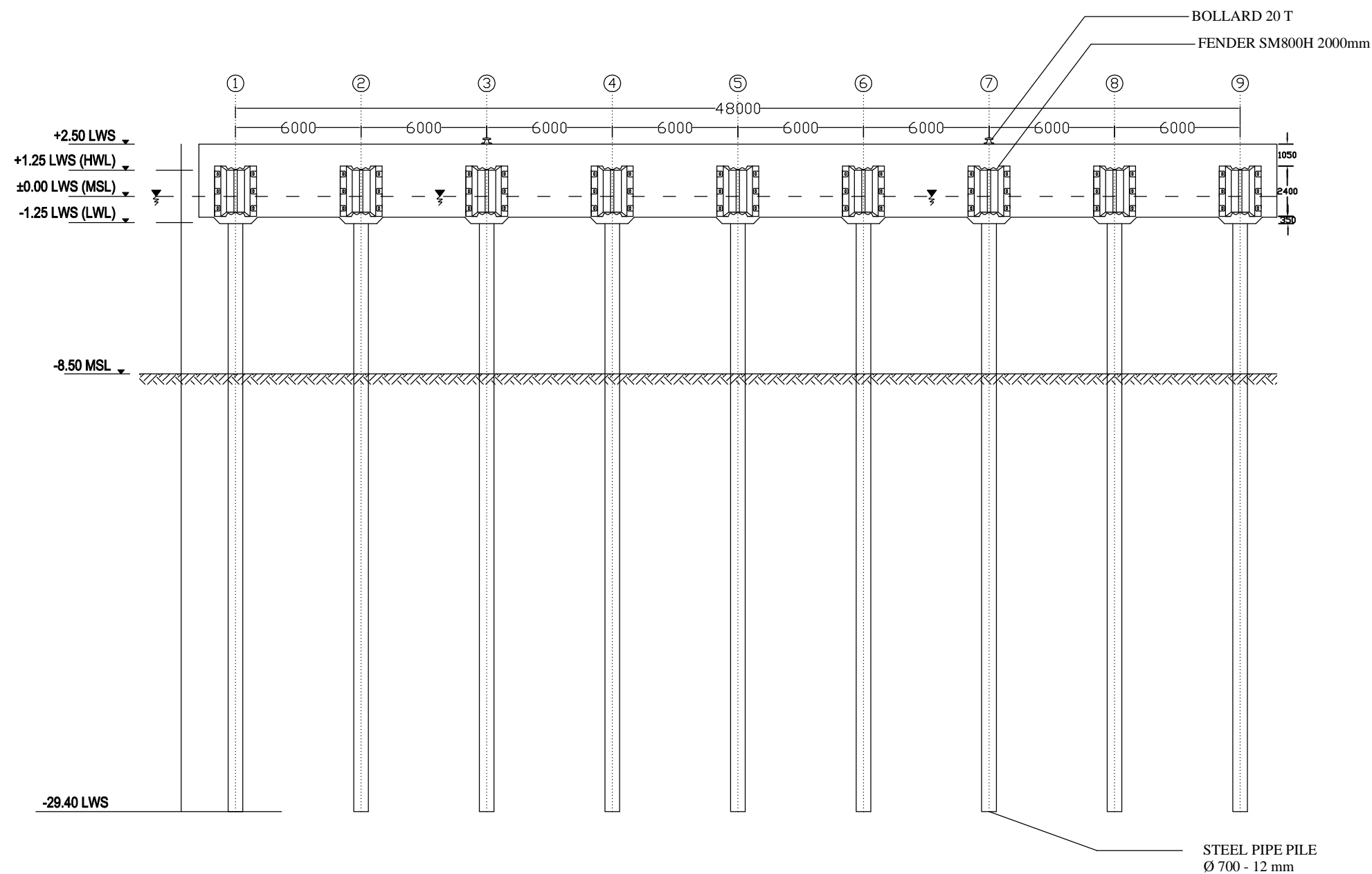
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

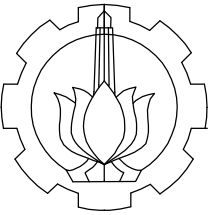
JML. GAMBAR

9

40



TAMPAK DEPAN DRMAGA
SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

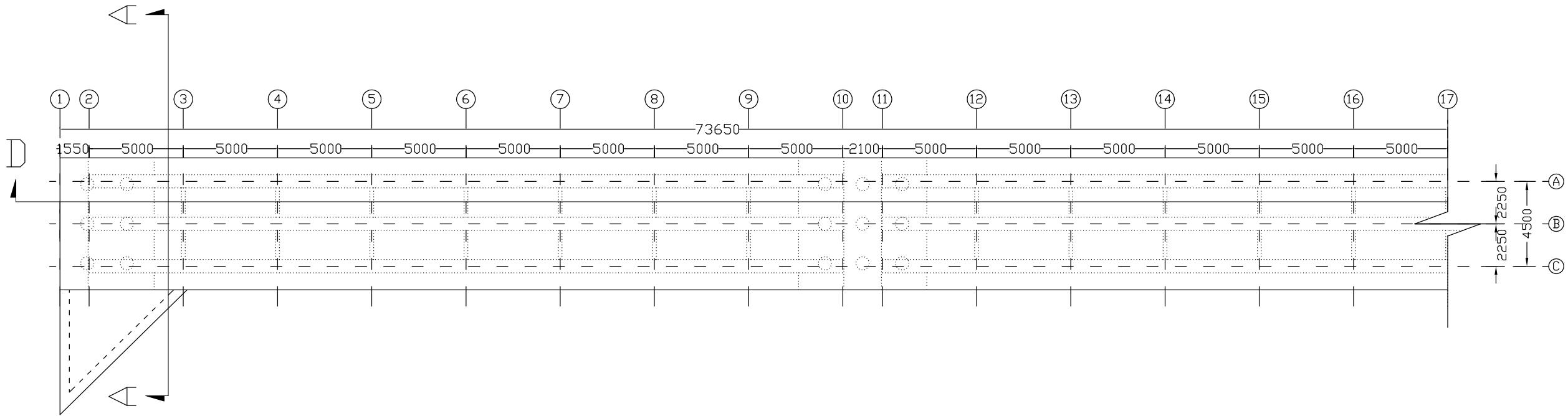
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

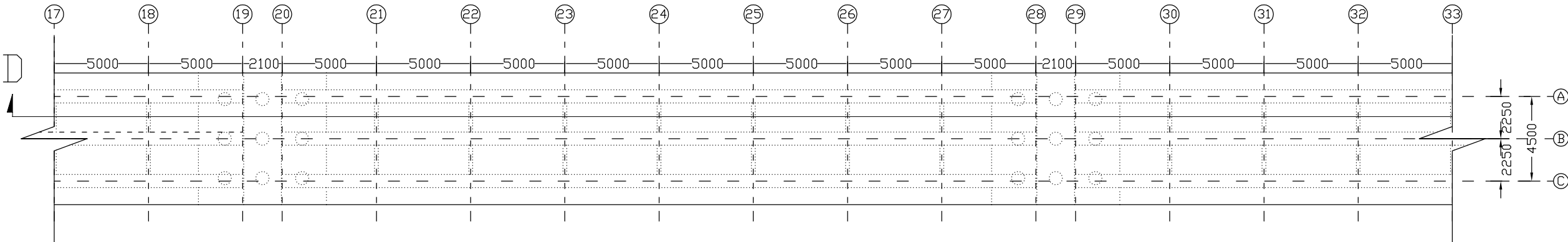
10

40



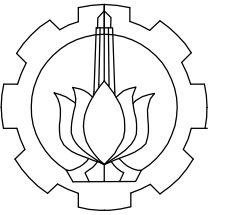
DENAH TRESTLE AS 1 - 17

SKALA 1:250



DENAH TRESTLE AS 17 - 33

SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

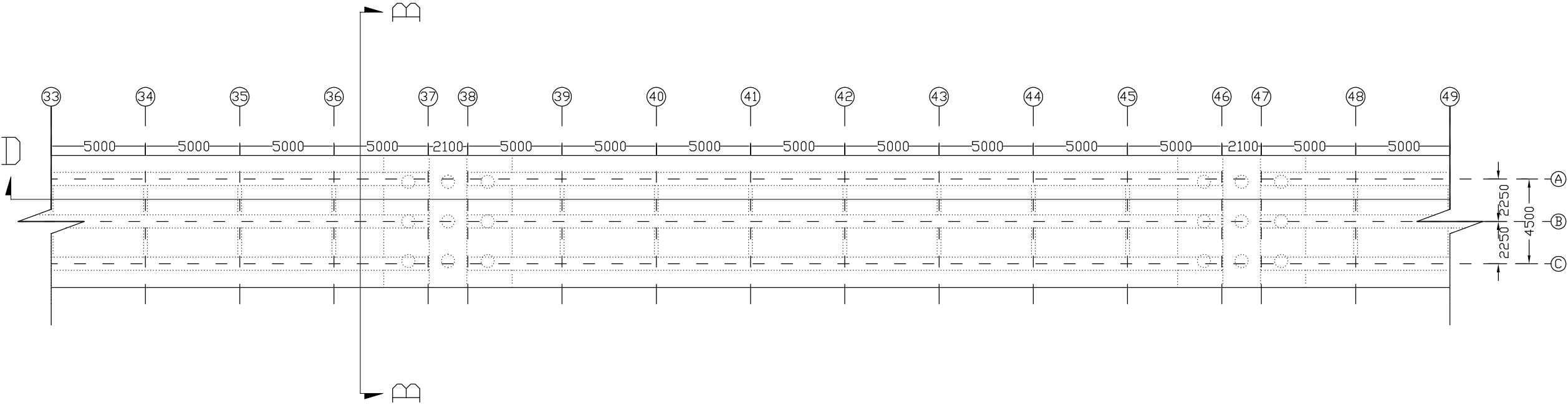
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

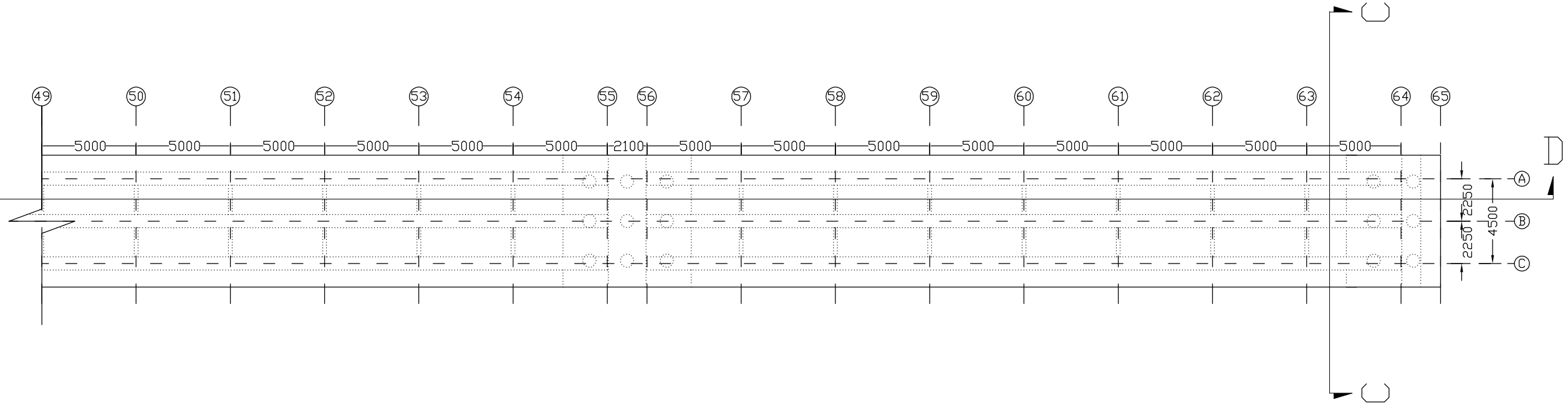
JML. GAMBAR

11

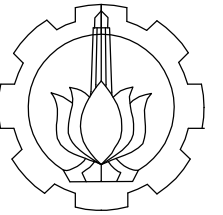
40



DENAH TRESTLE AS 33 - 49
SKALA 1:250



DENAH TRESTLE AS 49 - 65
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

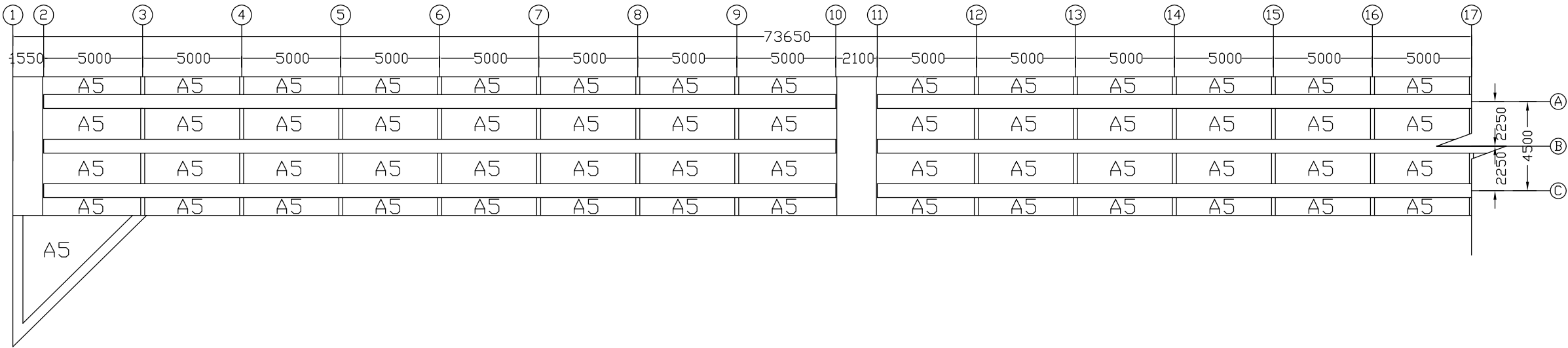
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

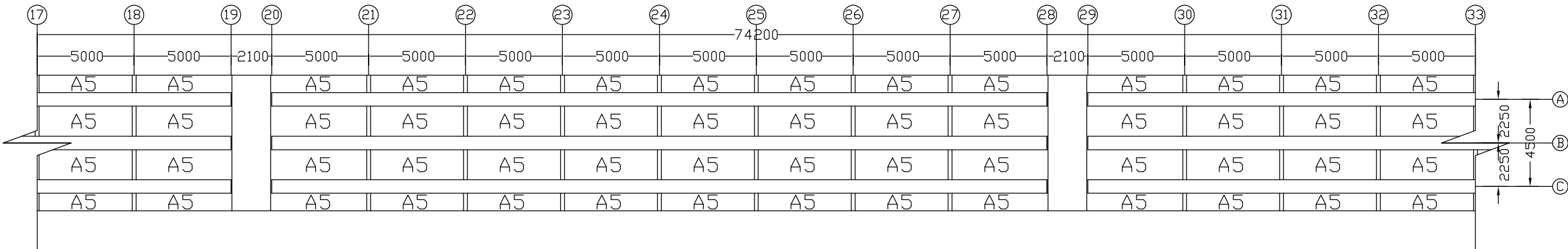
JML. GAMBAR

12

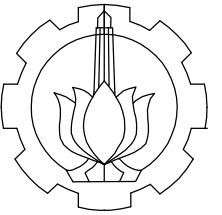
40



DENAH PLAT TRESTLE AS 1 - 17
SKALA 1:250



DENAH PLAT TRESTLE AS 17 - 33
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PLAT
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

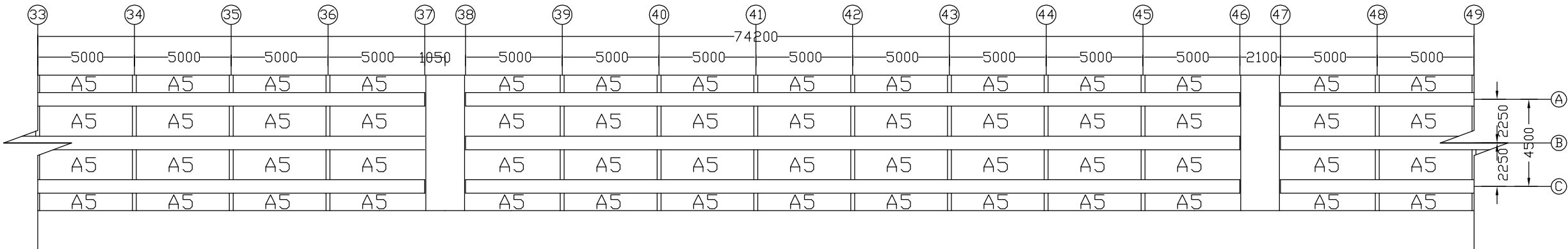
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

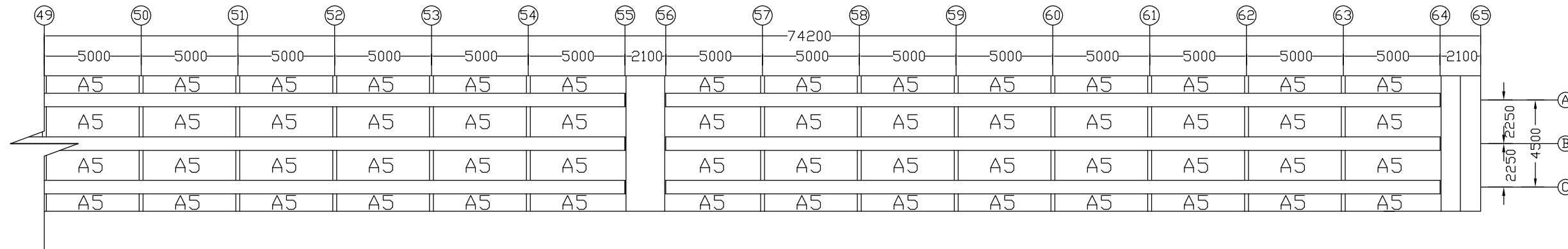
JML. GAMBAR

13

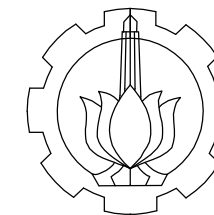
40



DENAH PLAT TRESTLE AS 33 - 49
SKALA 1:250



DENAH PLAT TRESTLE AS 49 - 65
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH
PEMBALOKAN
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

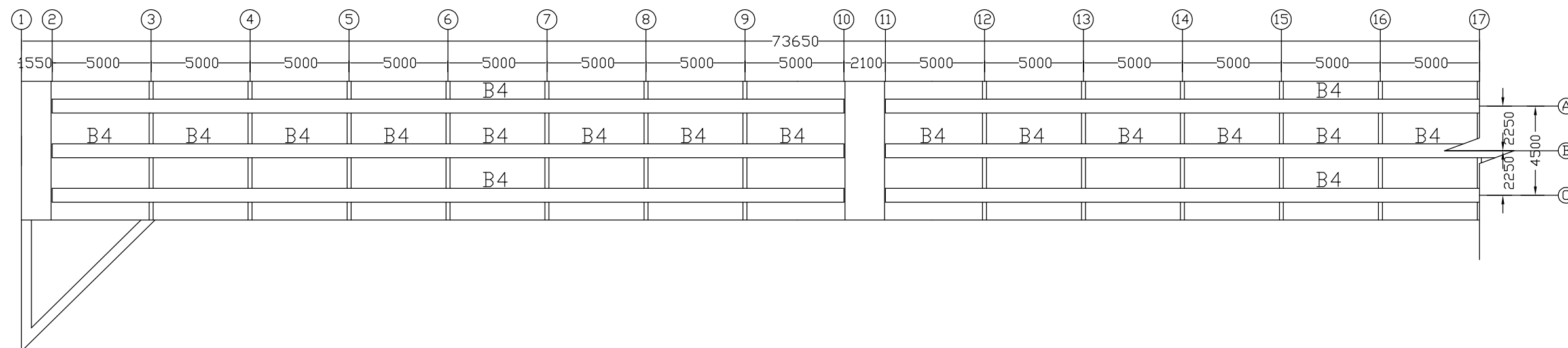
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

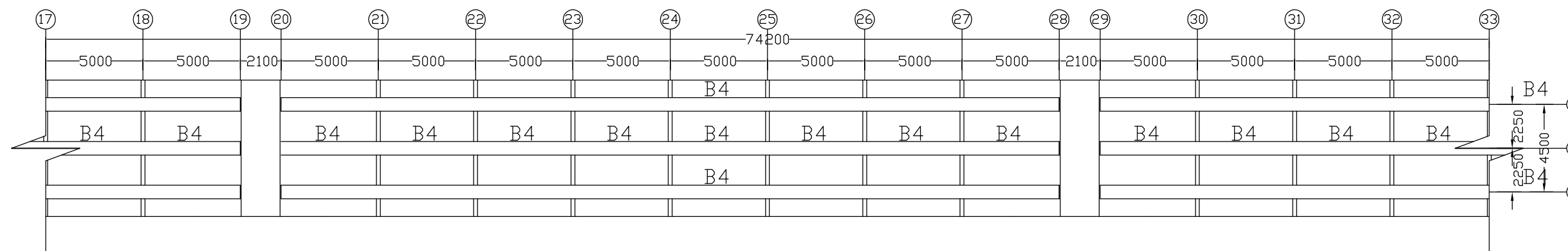
14

40



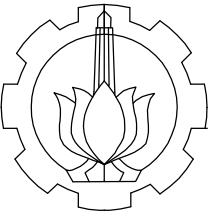
DENAH PEMBALOKAN TRESTLE AS 1 - 17

SKALA 1:250



DENAH PEMBALOKAN TRESTLE AS 17 - 33

SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH
PEMBALOKAN
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

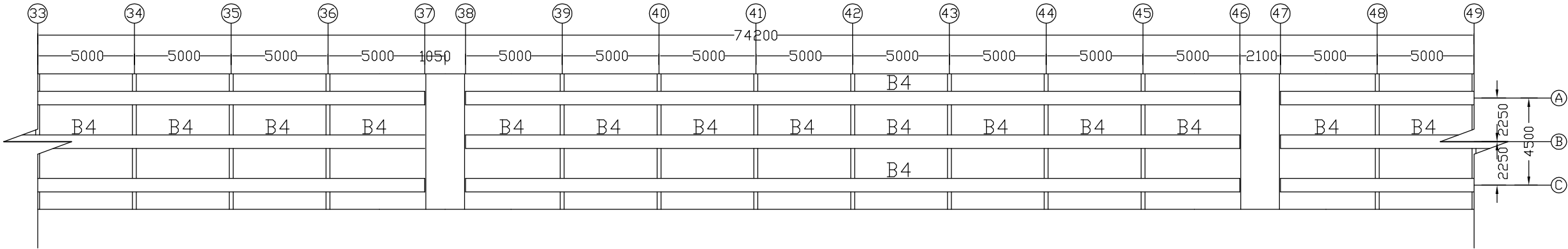
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

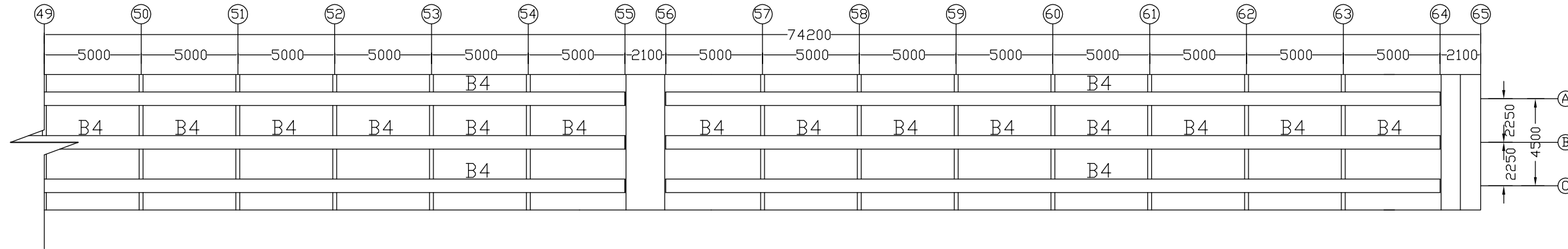
15

40



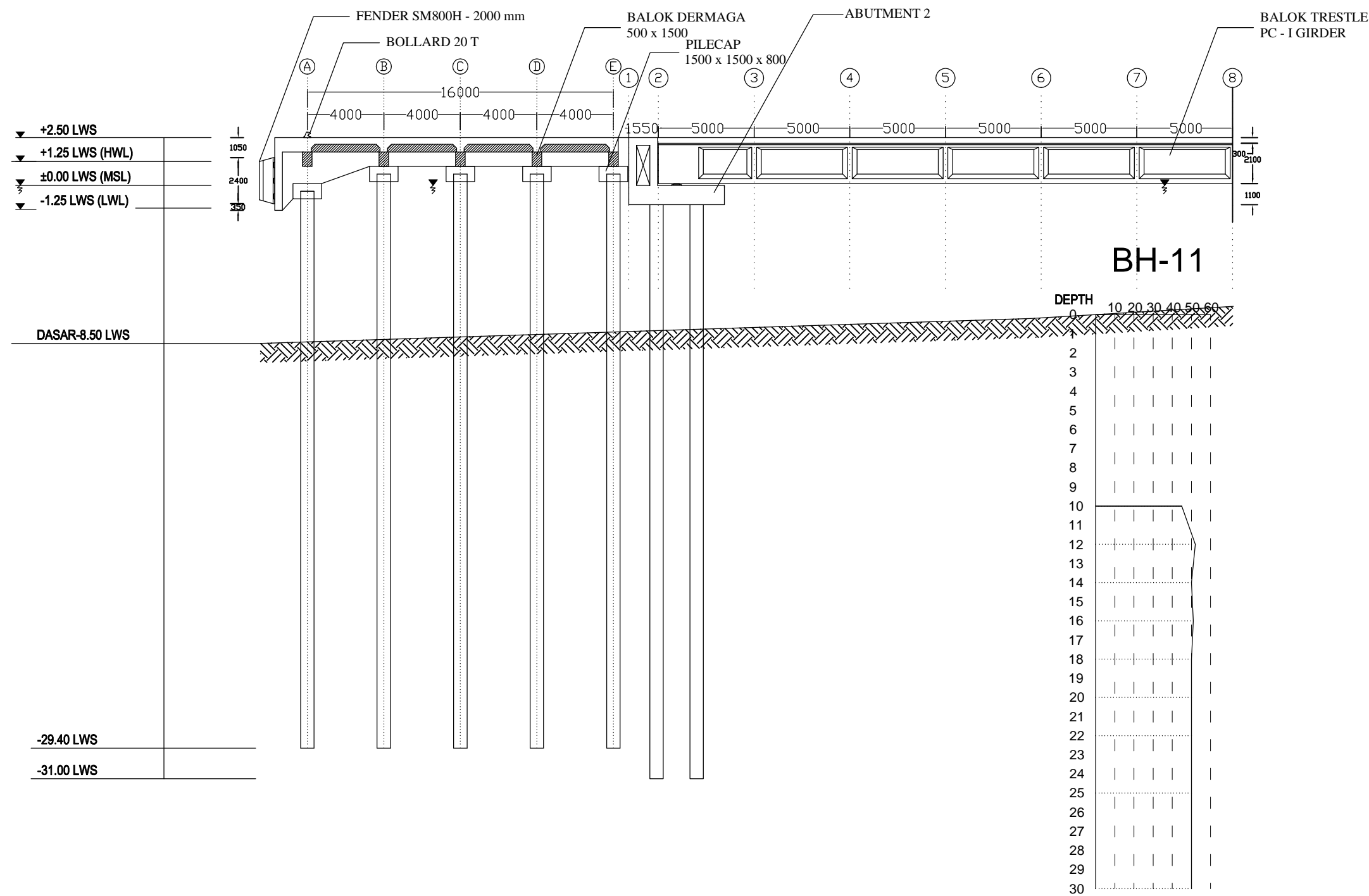
DENAH PEMBALOKAN TRESTLE AS 33 - 49

SKALA 1:250

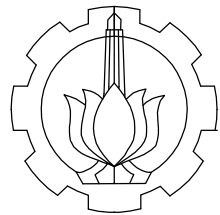


DENAH PEMBALOKAN TRESTLE AS 49 - 65

SKALA 1:250



 **POTONGAN D - D TRESTLE AS 1 - 8**
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

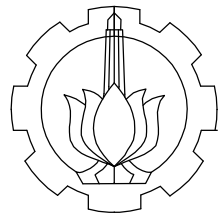
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

16

40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR SKALA

POTONGAN
TRESTLE 1 : 250

NAMA MAHASISWA

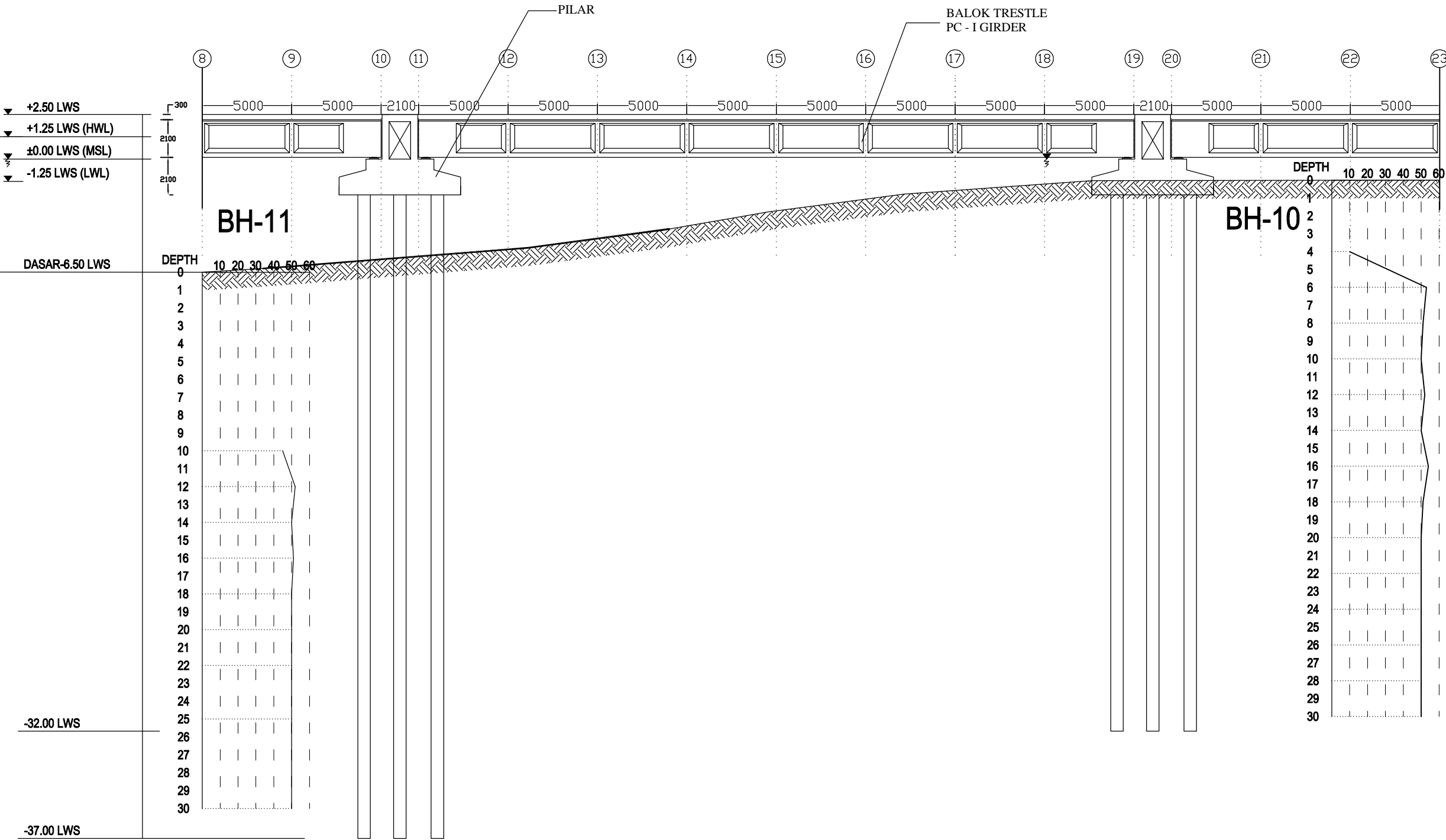
MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

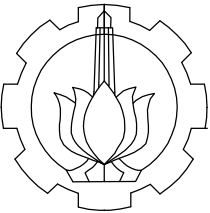
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

17 40



 POTONGAN D - D TRESTLE AS 8 - 23
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

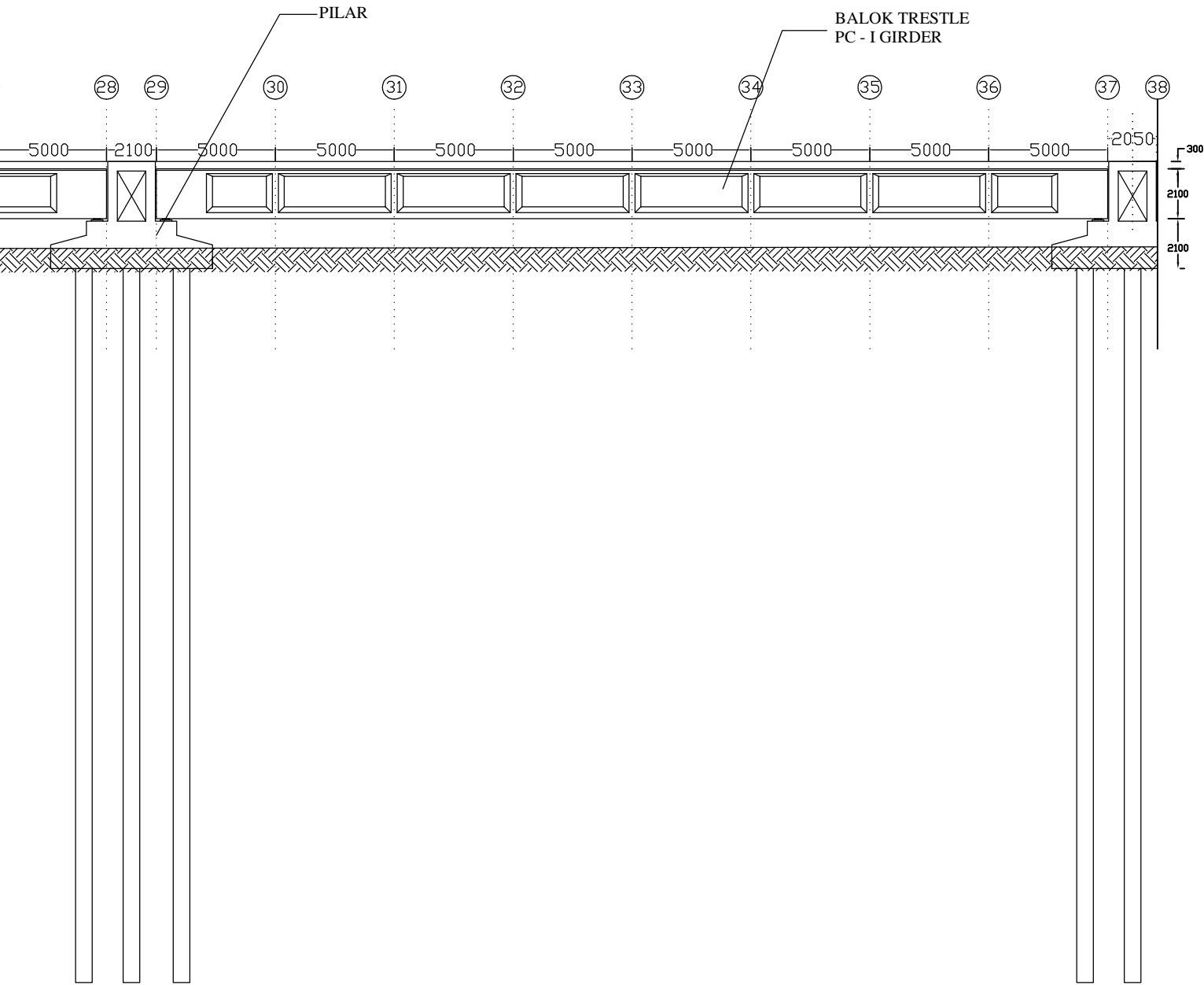
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

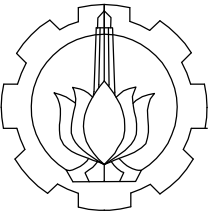
JML. GAMBAR

18

40



 POTONGAN D - D TRESTLE AS 23 - 38
SKALA 1:250



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN
TRESTLE

1 : 250

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

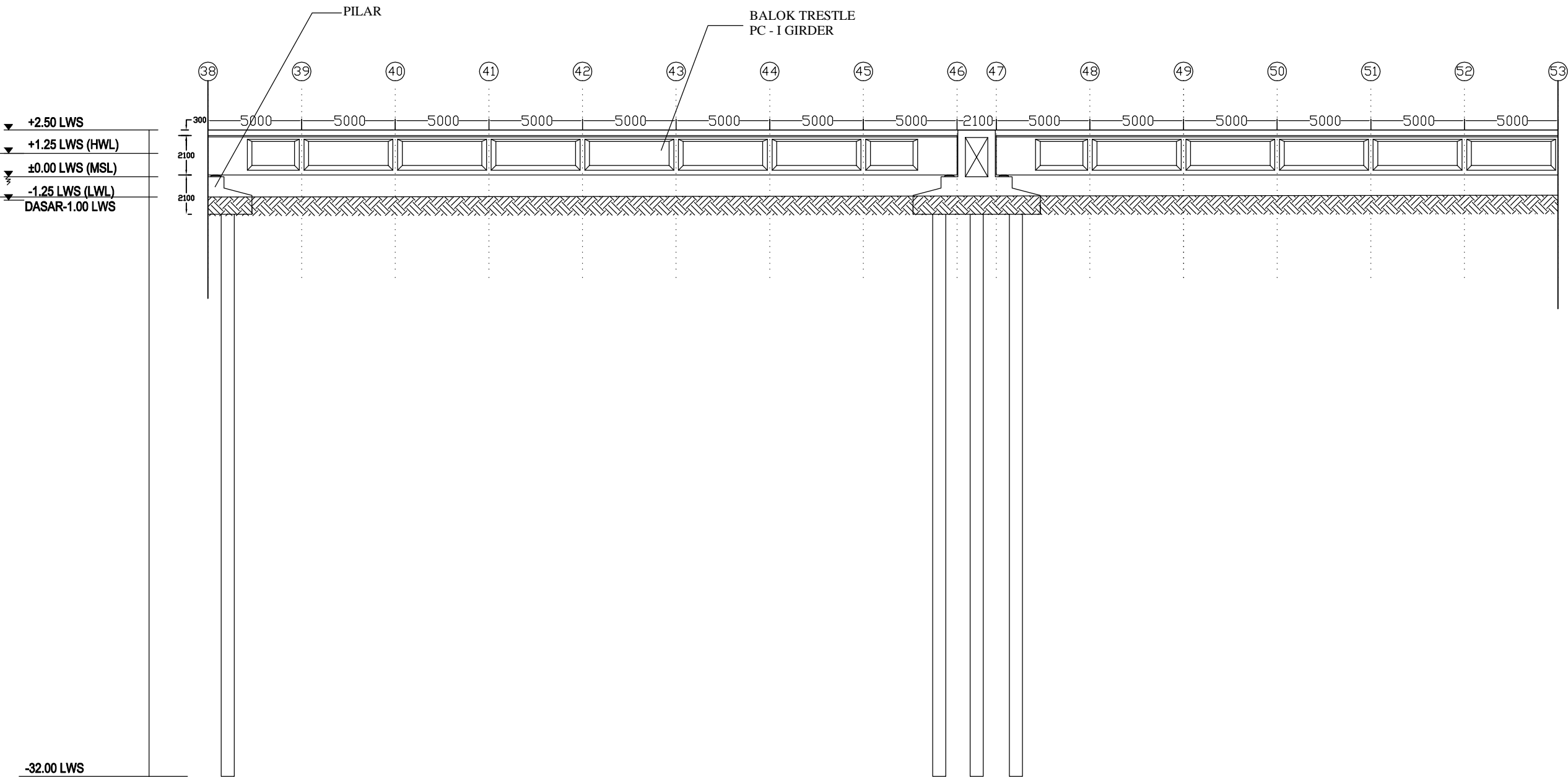
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

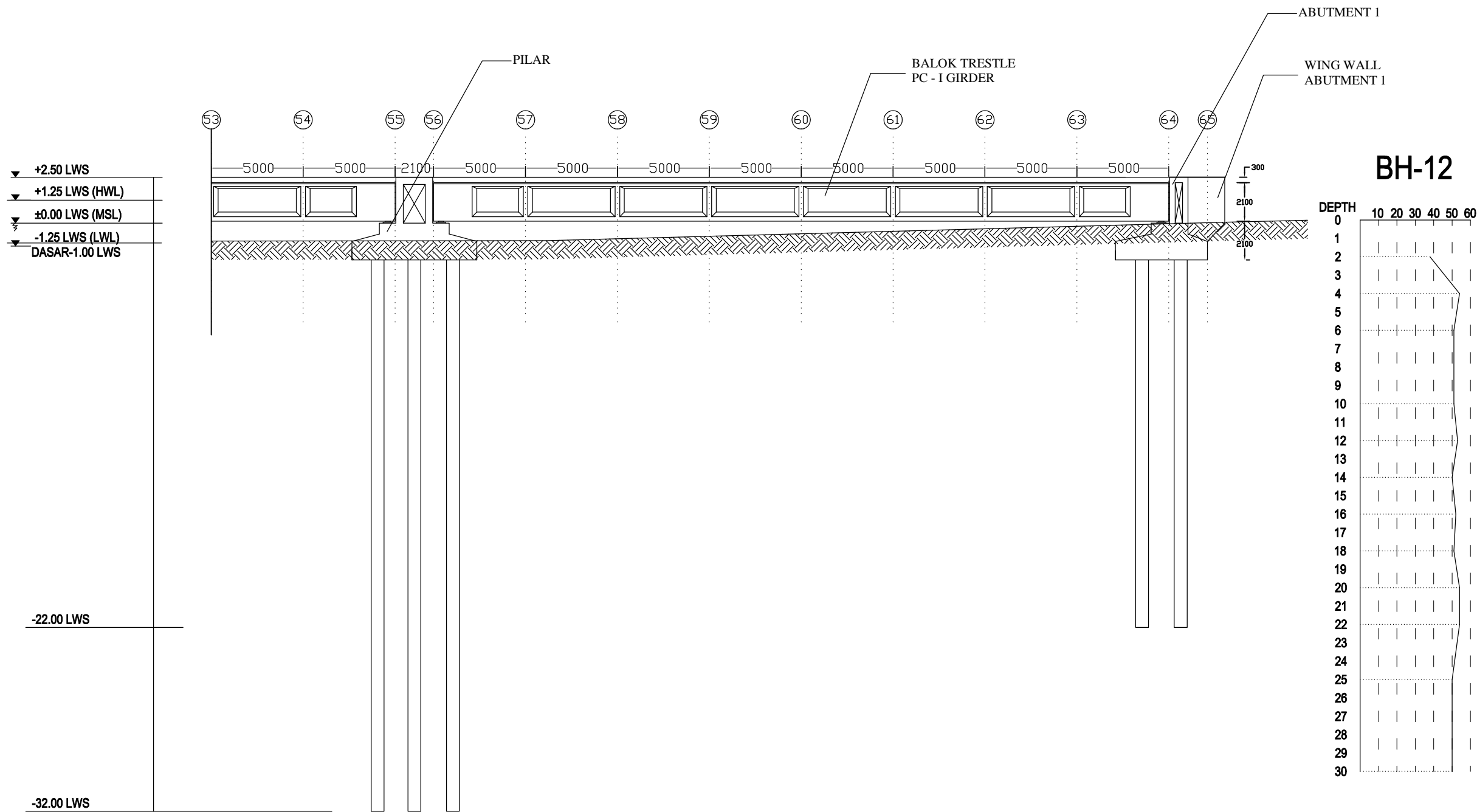
JML. GAMBAR

19

40



POTONGAN D - D TRESTLE AS 38 - 53
SKALA 1:250



POTONGAN D - D TRESTLE AS 53 - 65
SKALA 1:250

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR	SKALA
POTONGAN TRESTLE	1 : 250

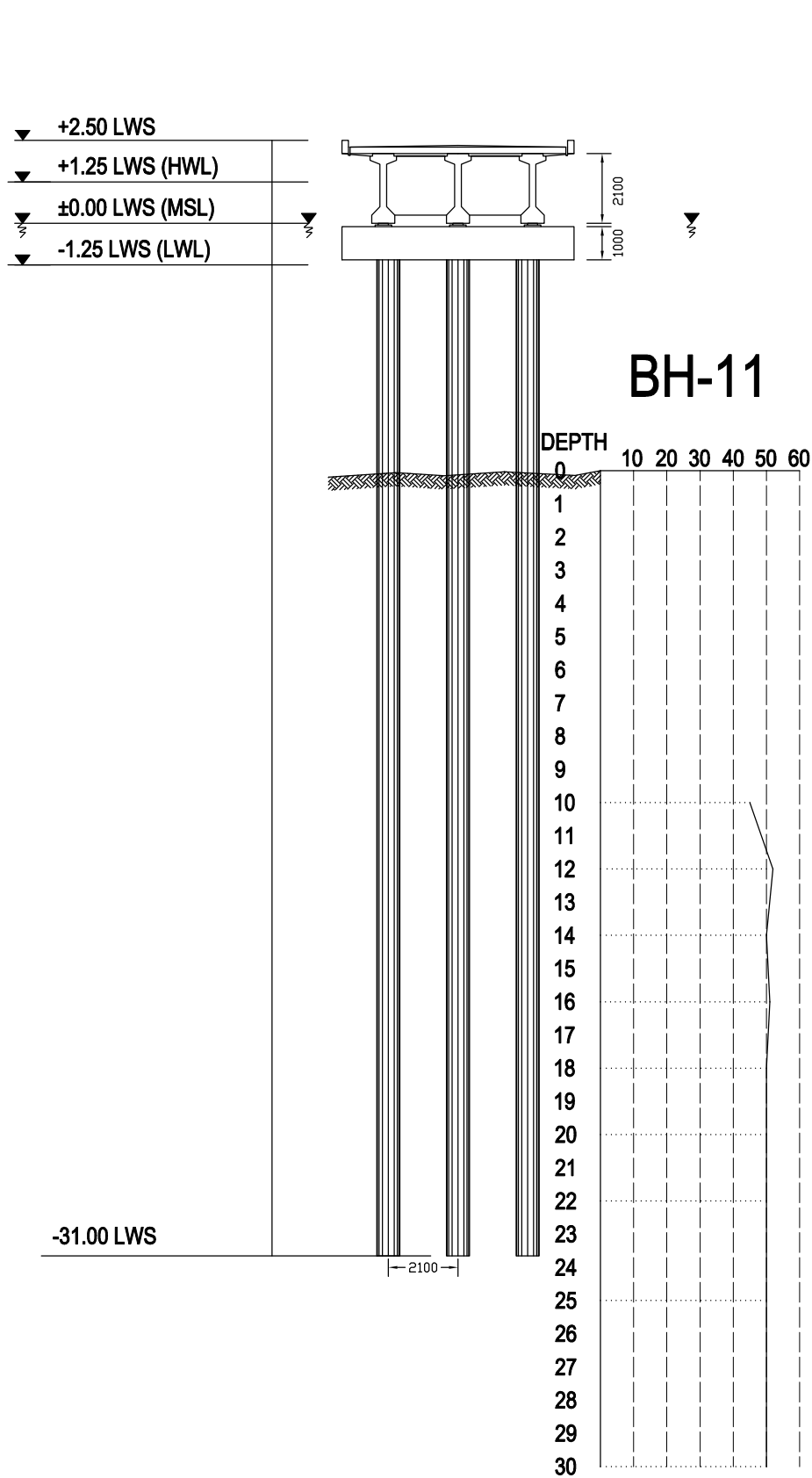
NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

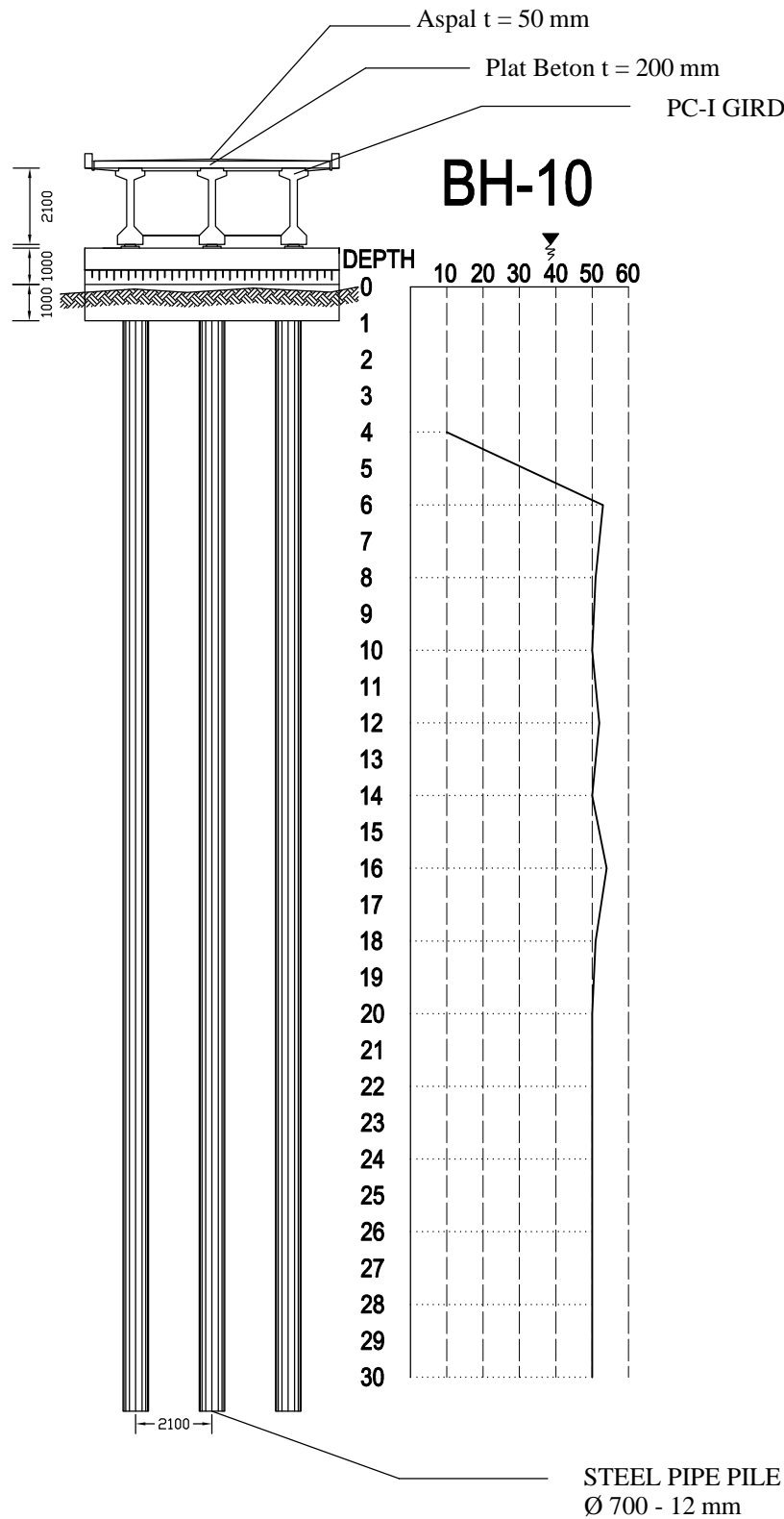
NAMA DOSEN

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

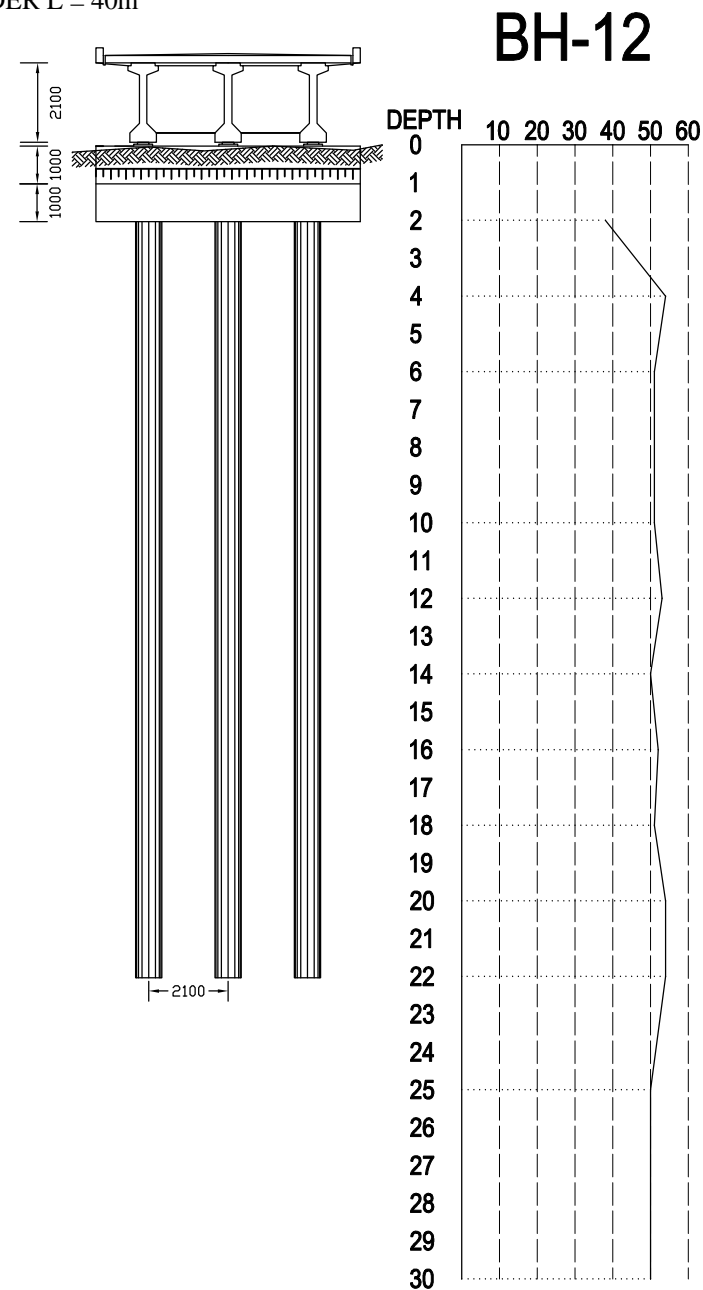
NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
20	40



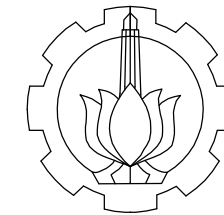
POTONGAN A - A TRESTLE
SKALA 1:200



POTONGAN B - B TRESTLE
SKALA 1:200



POTONGAN C - C TRESTLE
SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN
TRESTLE

1 : 200

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

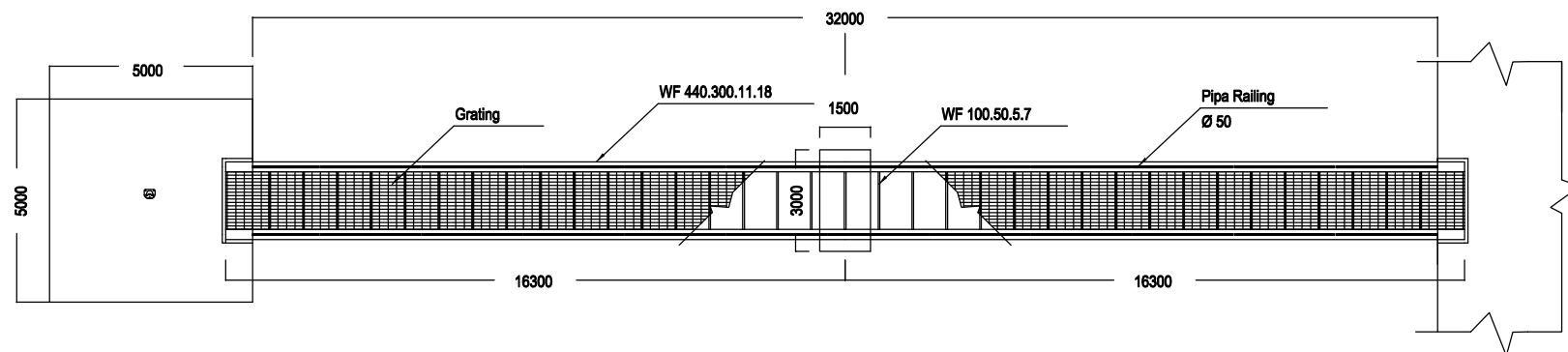
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

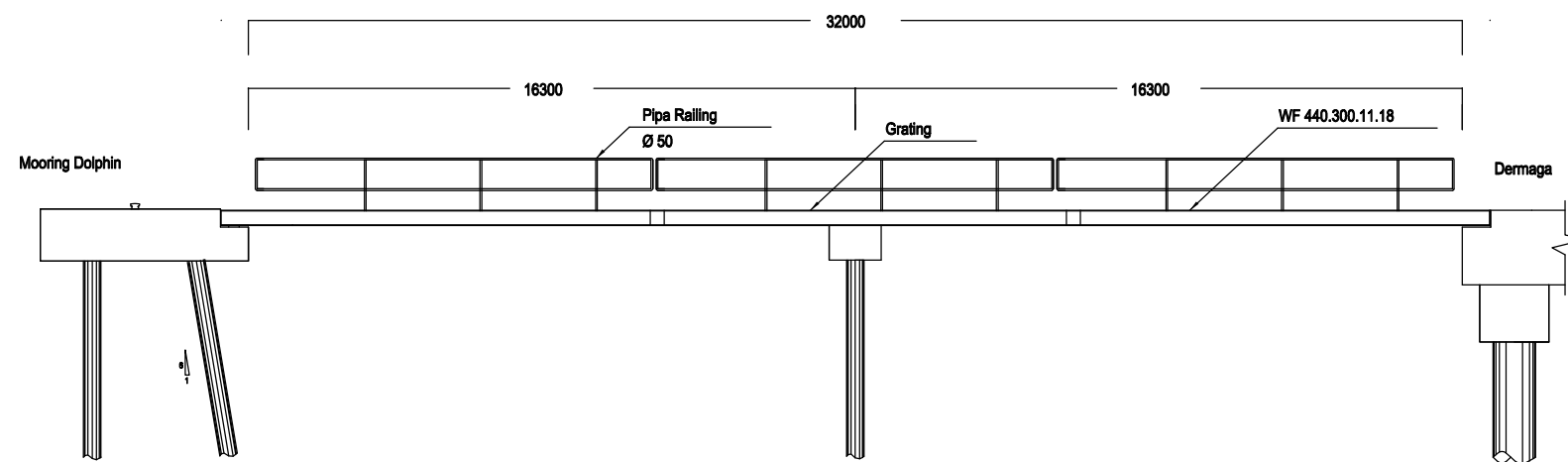
JML. GAMBAR

21

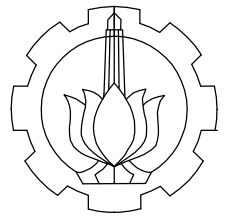
40



 **DENAH CAT WALK**
SKALA 1:200



 **TAMPAK SAMPING CAT WALK**
SKALA 1:200



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR **SKALA**

GAMBAR
EKSISTING 1 : 200

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

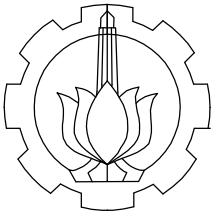
22 40

BEAM SCHEDULE

TIPE BETON	BALOK MEMANJANG DERMAGA	
	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
Dimensi	500x1500	
Tul Atas	3 D25	3 D25
Tul Torsi	2 x 4 D25	2 x 4 D25
Tul Bawah	2 D25	6 D25
Tul Sengkang	D13 - 150	D13 - 150
Tie Bar	D13 - 150	D13 - 150

TIPE BETON	BALOK MELINTANG DERMAGA	
	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
Dimensi	500x1500	
Tul Atas	3 D25	3 D25
Tul Torsi	2 x 4 D25	2 x 4 D25
Tul Bawah	3 D25	7 D25
Tul Sengkang	D13 - 150	D13 - 150
Tie Bar	D13 - 150	D13 - 150

DETAIL BALOK
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR SKALA

DETAIL BALOK 1 : 40

NAMA MAHASISWA

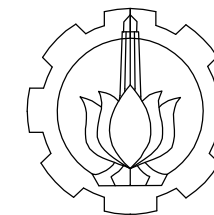
MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

23 40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT PRACETAK

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

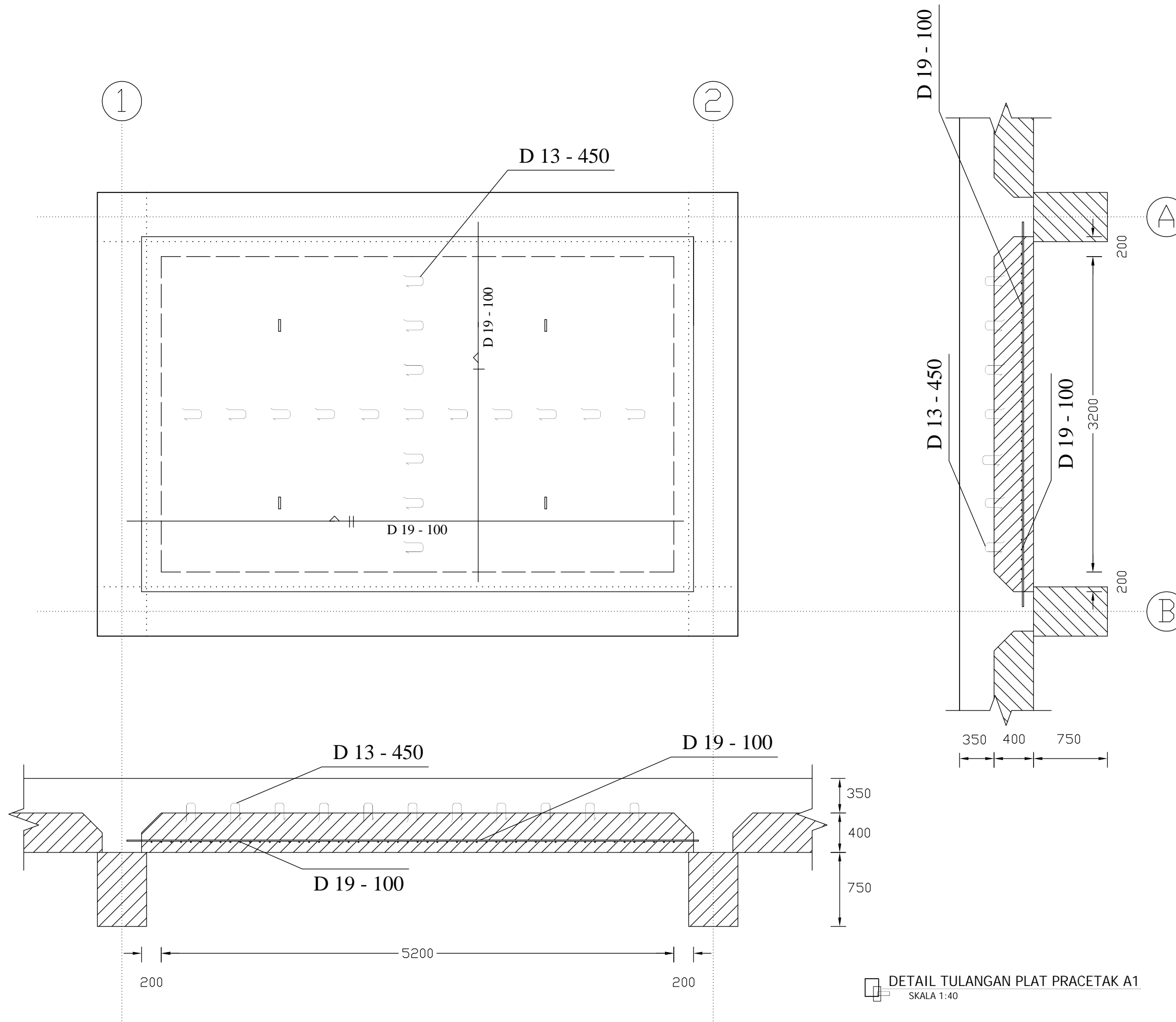
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

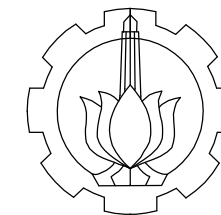
NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

24

40





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT PRACETAK

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

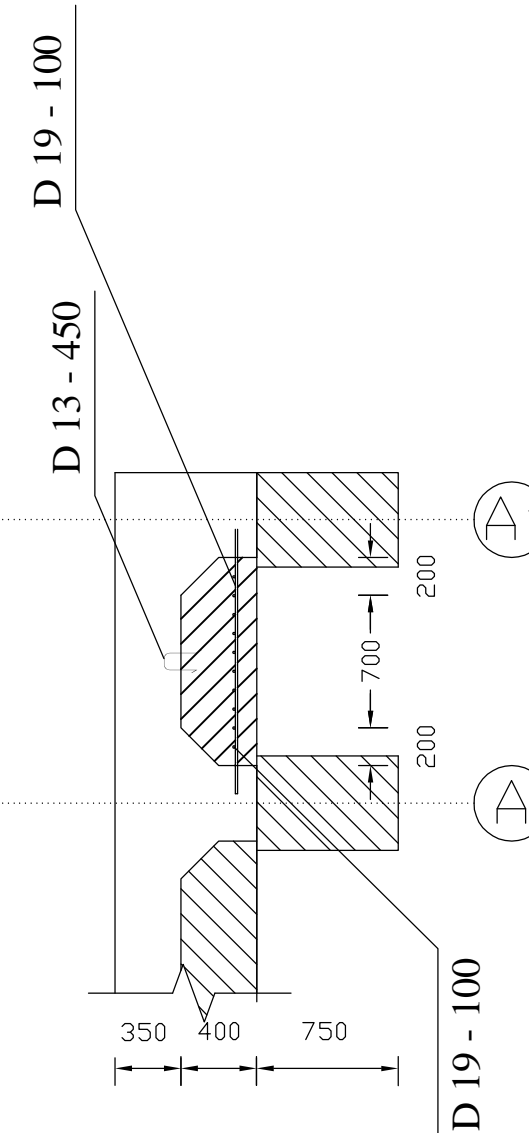
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

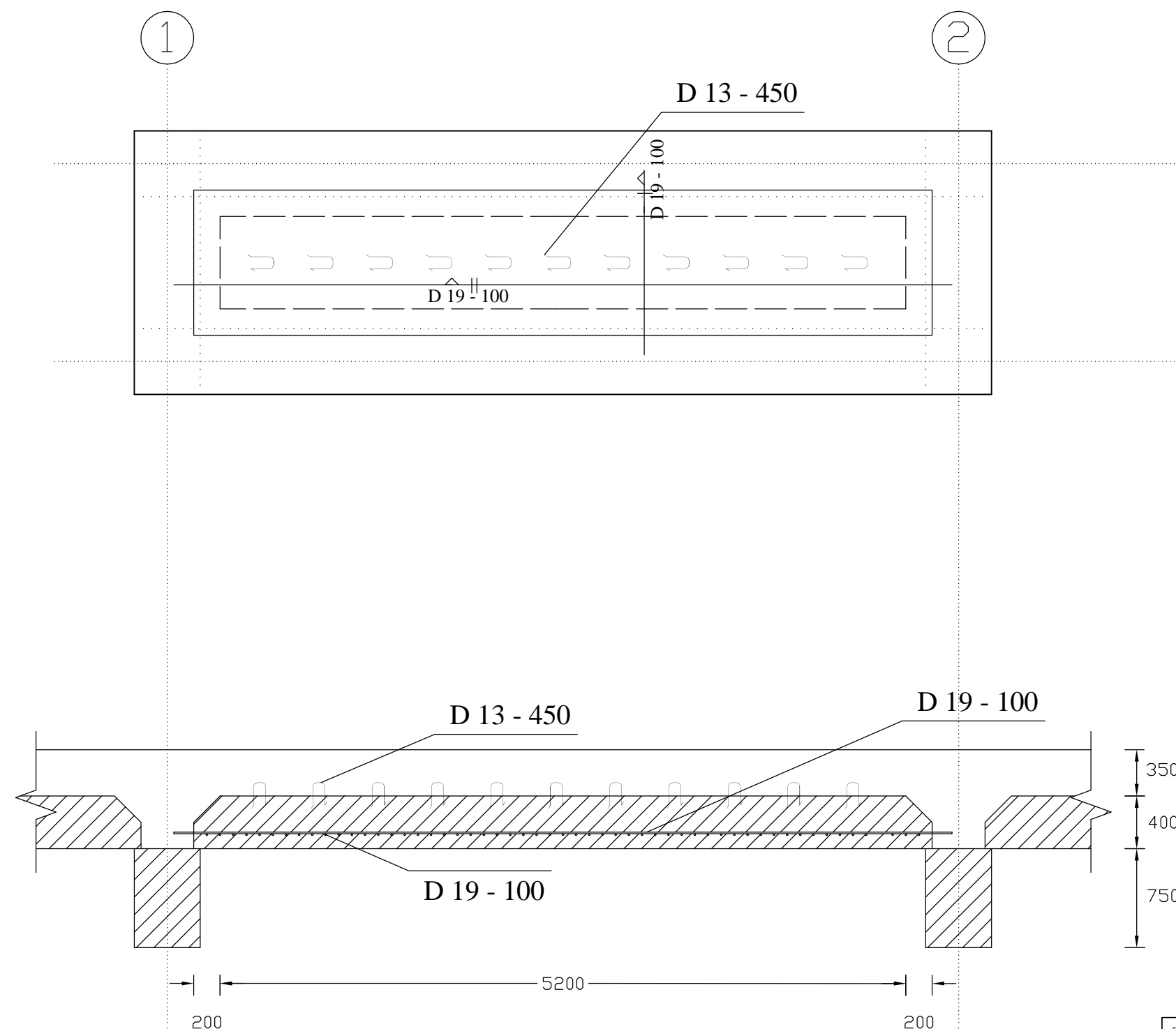
JML. GAMBAR

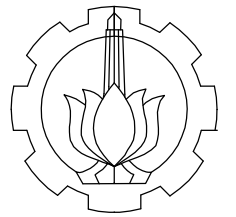
25

40



DETAIL TULANGAN PLAT PRACETAK A2
SKALA 1:40





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT PRACETAK

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

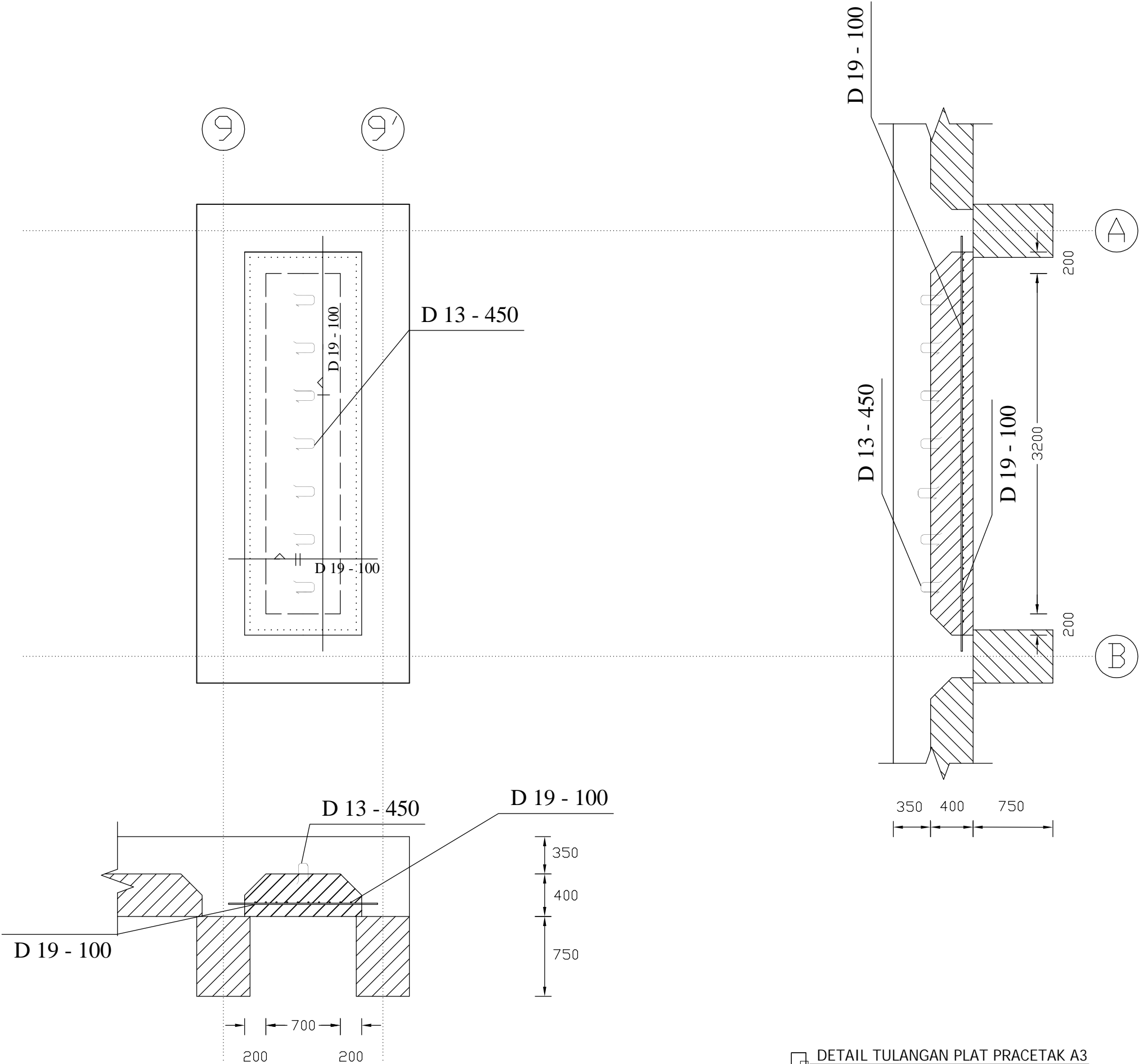
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

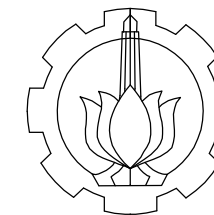
JML. GAMBAR

26

40



DETAIL TULANGAN PLAT PRACETAK A3
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT PRACETAK

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

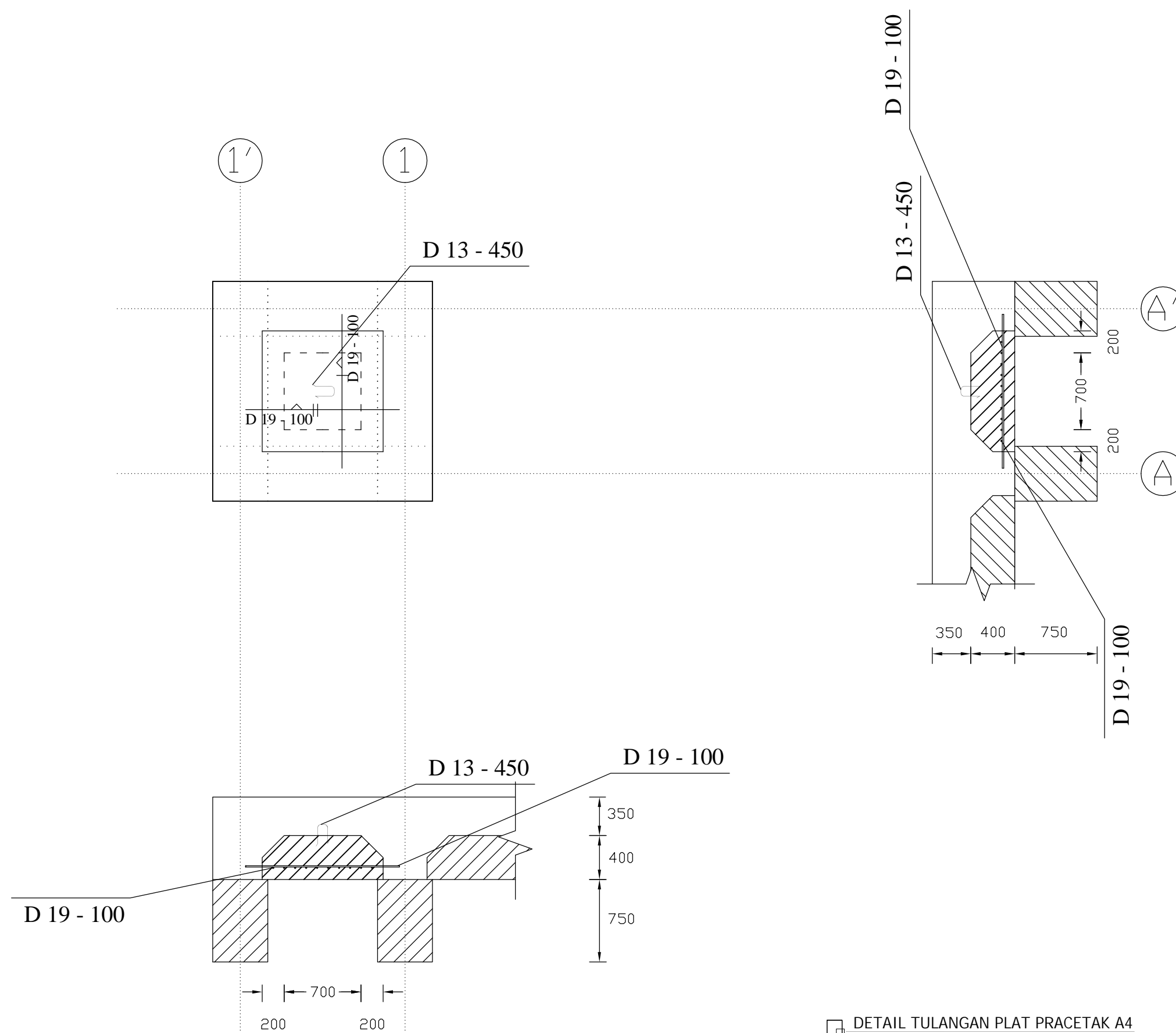
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

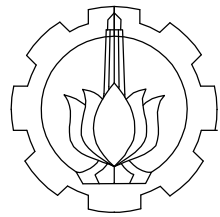
JML. GAMBAR

27

40



DETAIL TULANGAN PLAT PRACETAK A4
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT INSITU

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

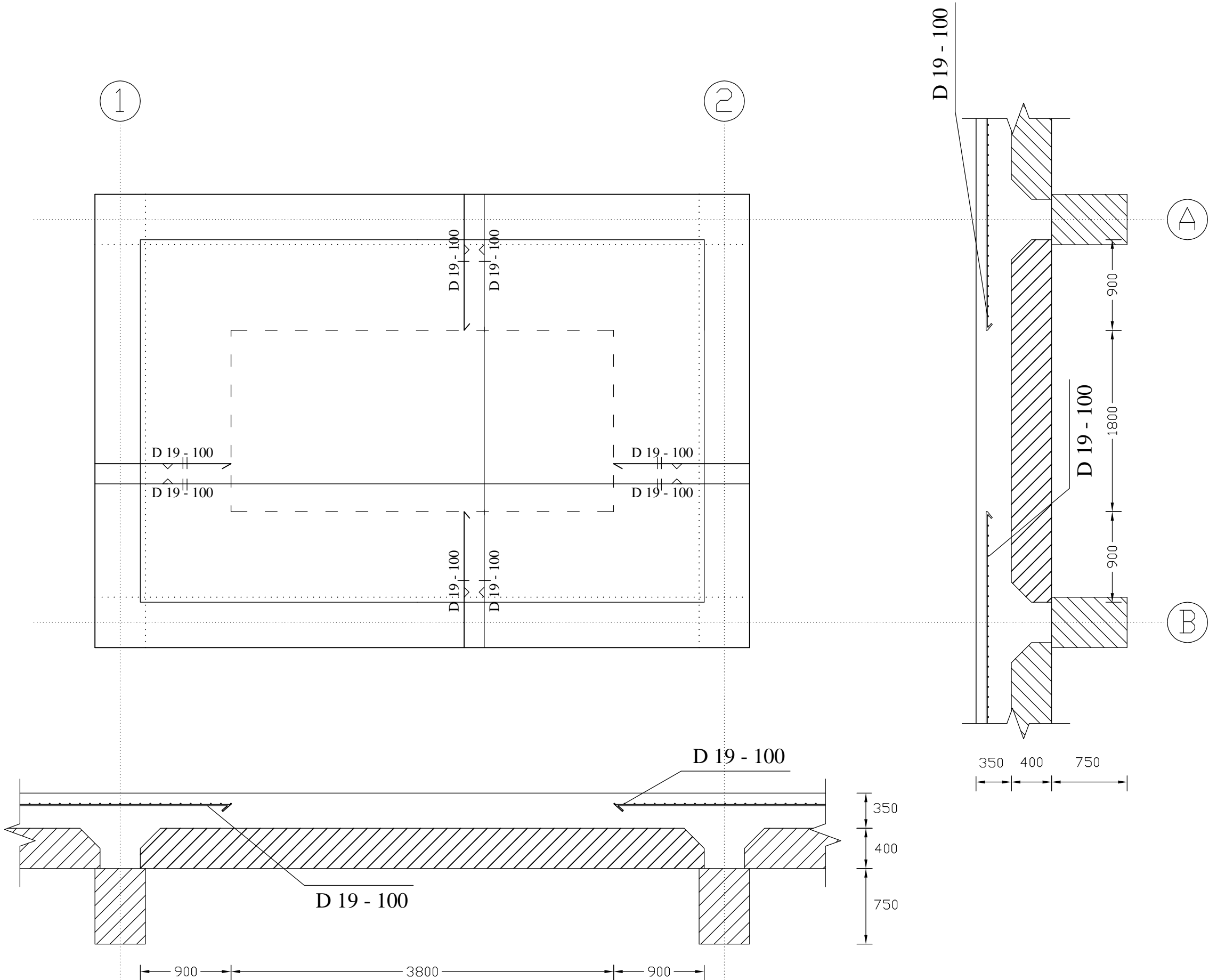
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

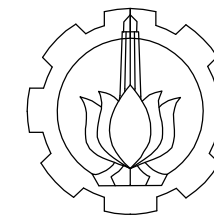
JML. GAMBAR

28

40



DETAIL TULANGAN PLAT INSITU A1
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT INSITU

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

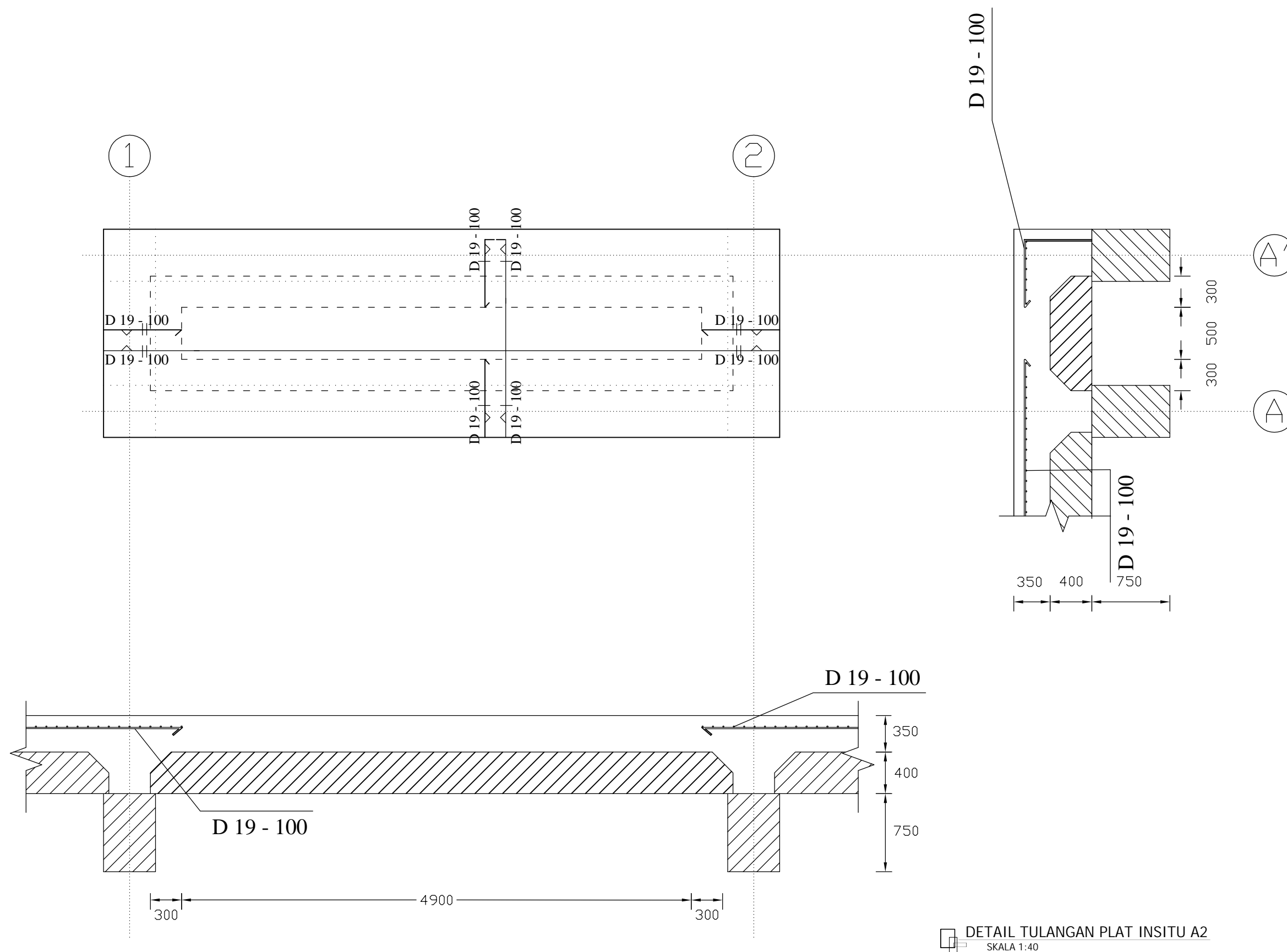
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

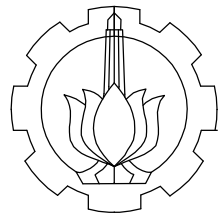
NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

29

40





DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT INSITU

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

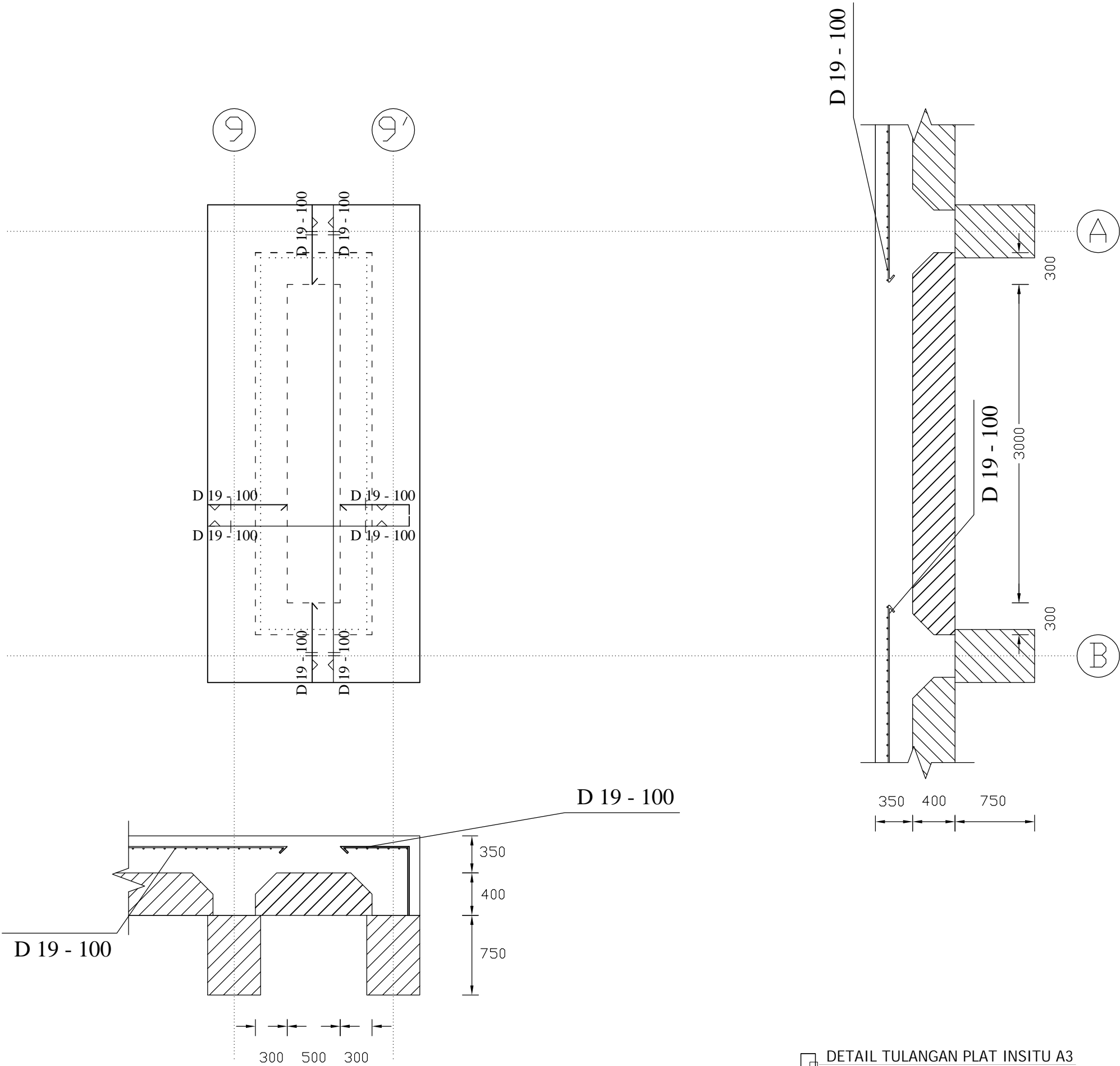
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

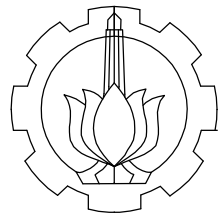
JML. GAMBAR

30

40



DETAIL TULANGAN PLAT INSITU A3
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT INSITU

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

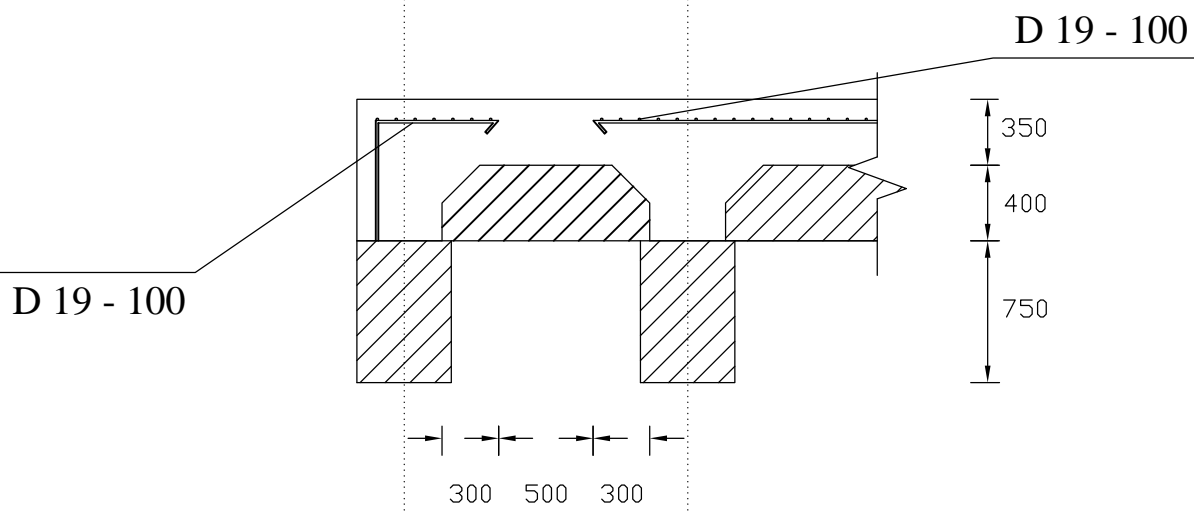
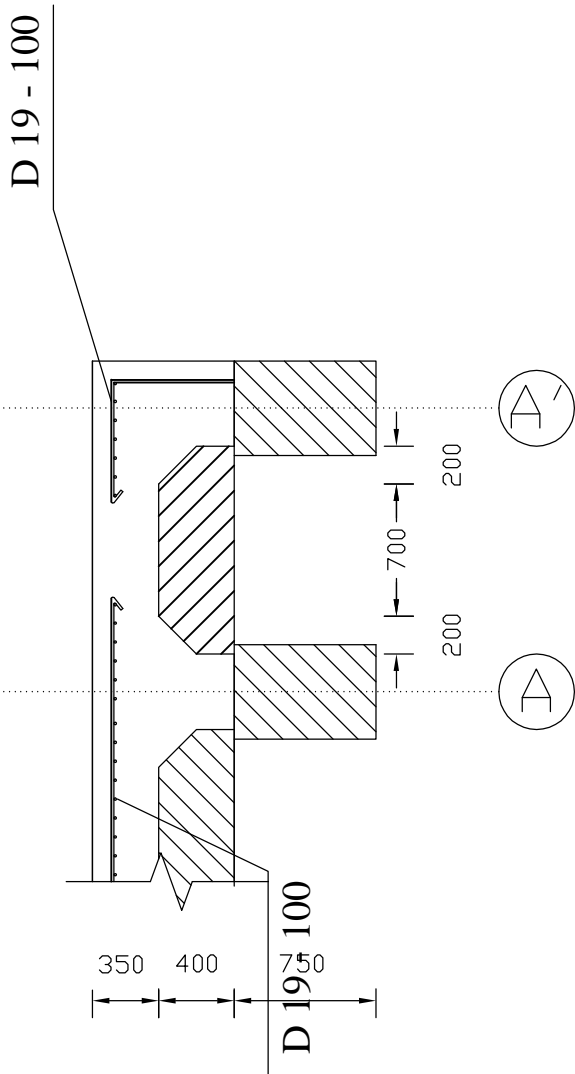
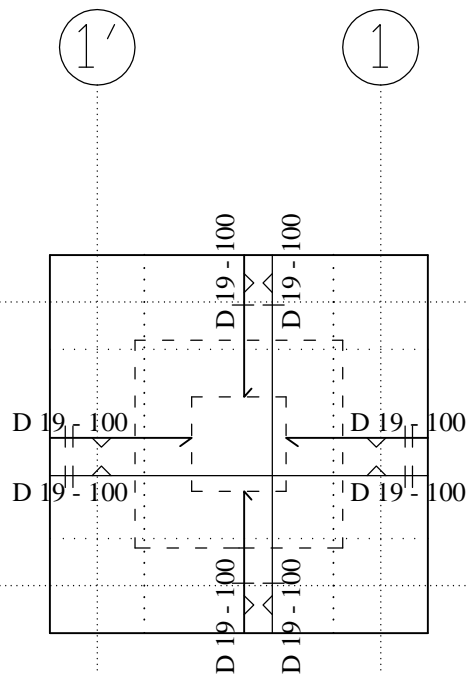
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

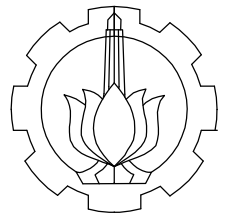
JML. GAMBAR

31

40



DETAIL TULANGAN PLAT INSITU A4
SKALA 1:40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL
PENULANGAN
PLAT INSITU

1 : 40

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

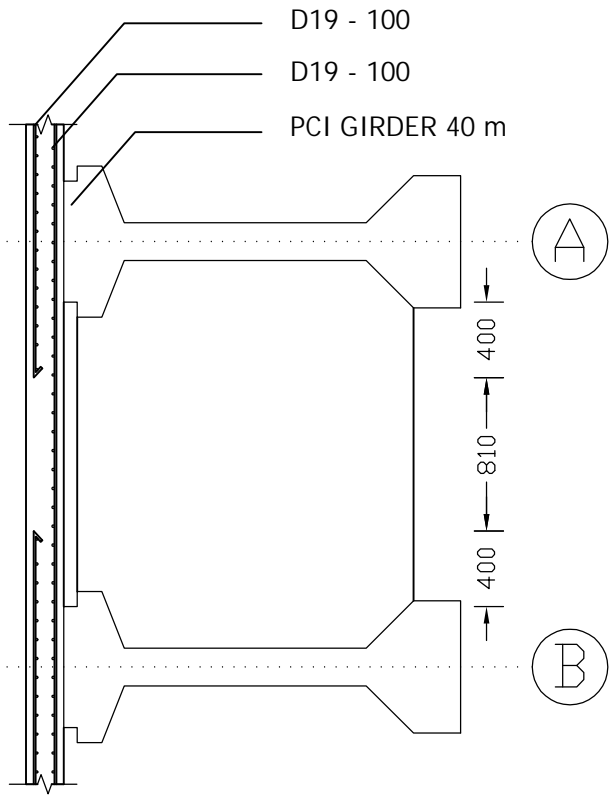
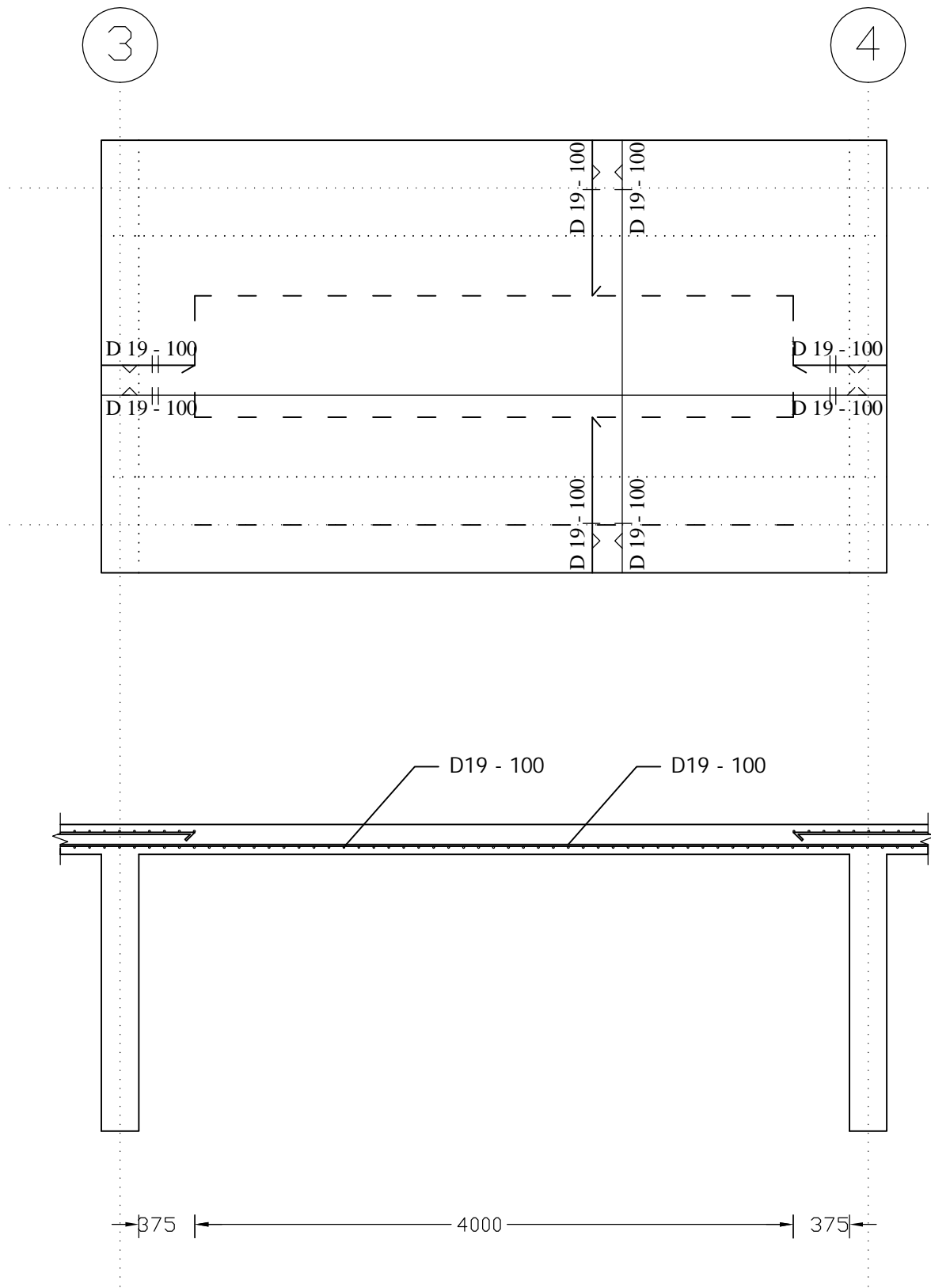
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

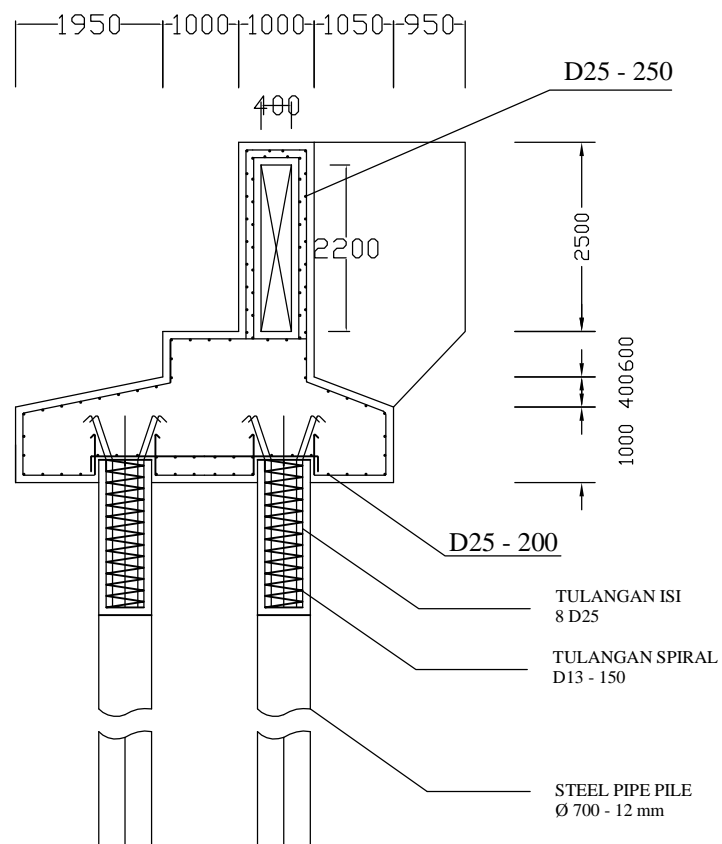
JML. GAMBAR

32

40

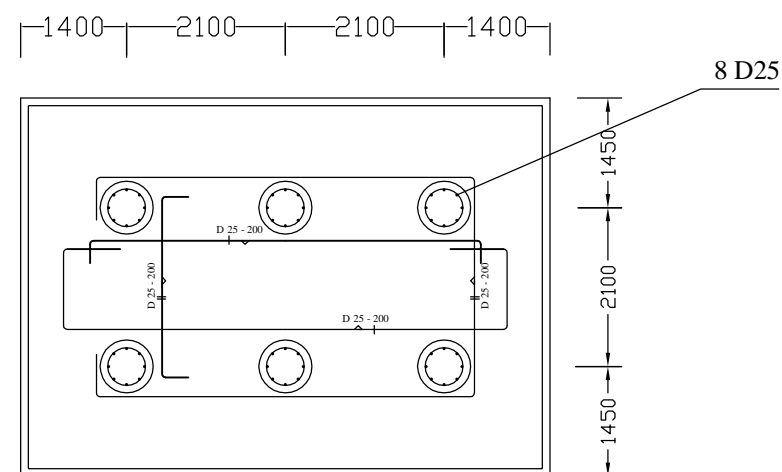


DETAIL TULANGAN PLAT TRESTLE
SKALA 1:40



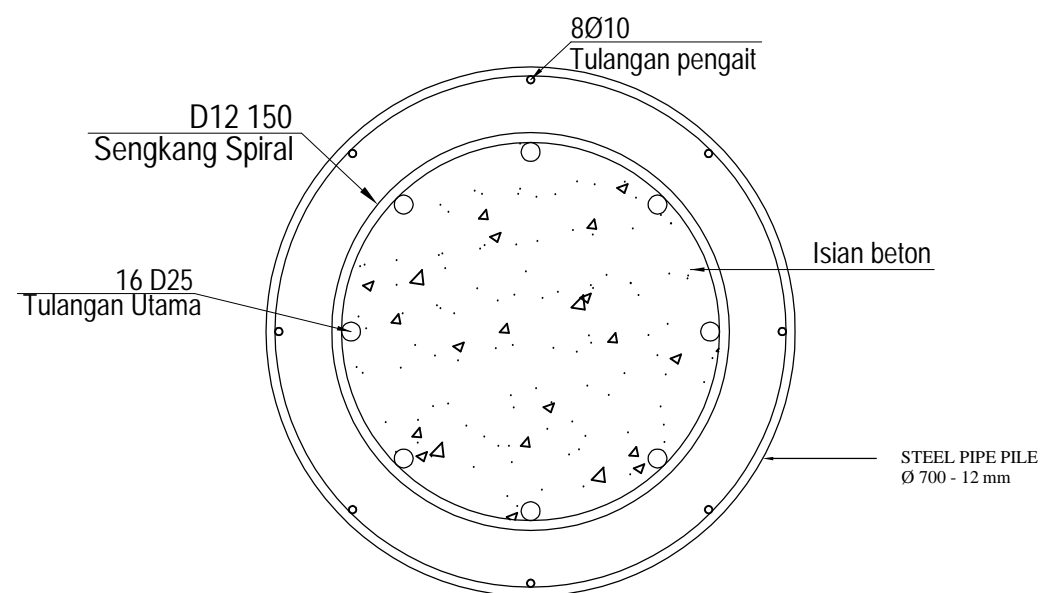
DETAIL PENULANGAN ABUTMENT 1

SKALA 1:100



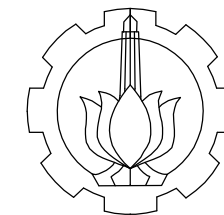
DENAH TIANG PANCANG

SKALA 1:100



DETAIL TIANG PANCANG

SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

ABUTMENT 1

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

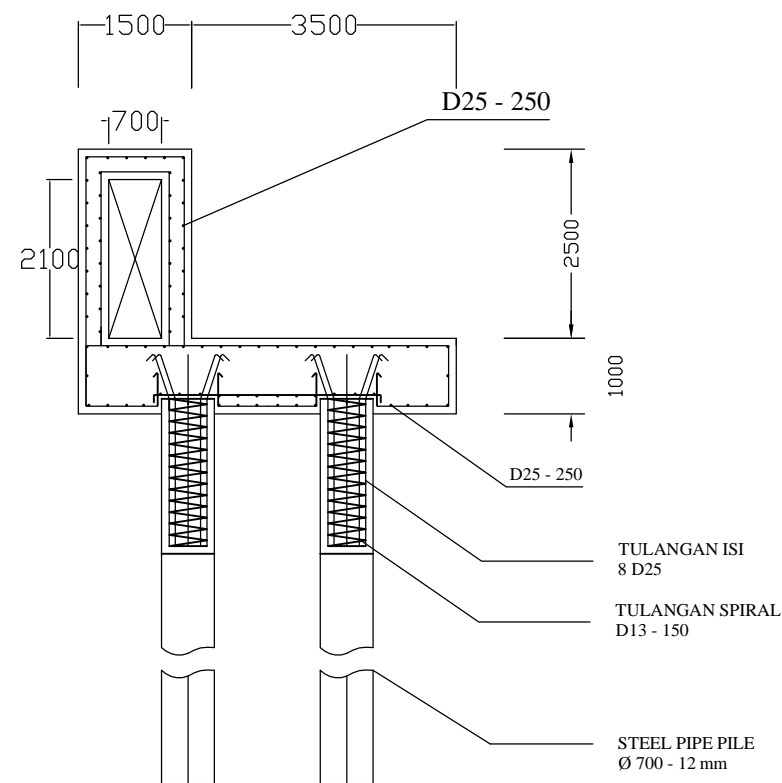
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

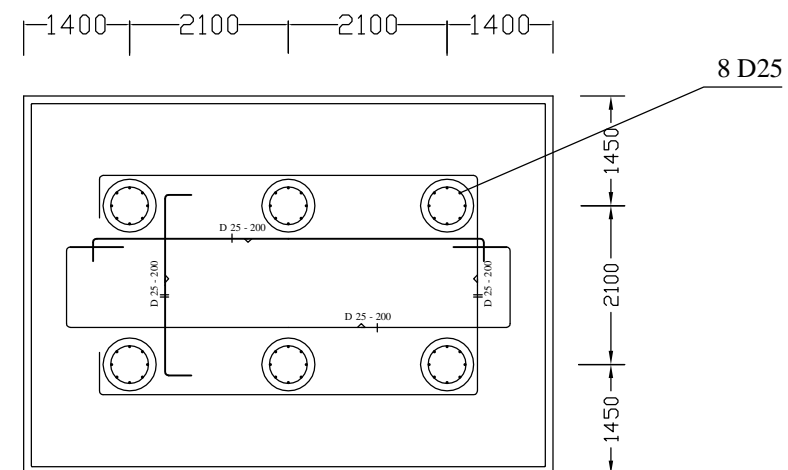
JML. GAMBAR

33

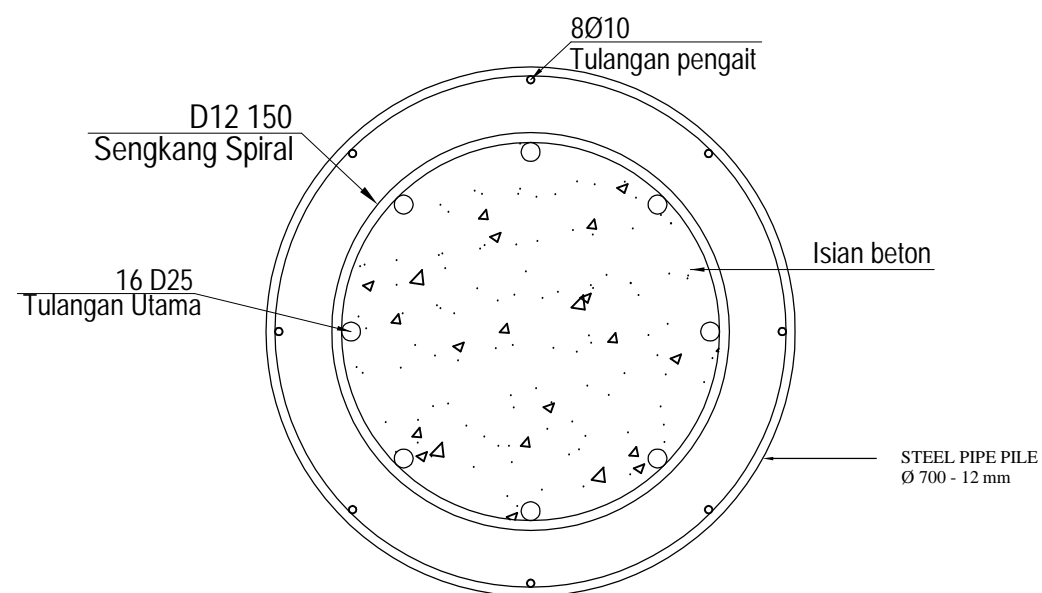
40



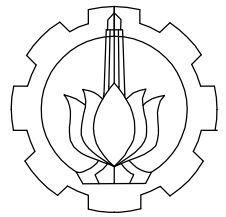
DETAIL PENULANGAN ABUTMENT 2
SKALA 1:100



DENAH TIANG PANCANG
SKALA 1:100



DETAIL TIANG PANCANG
SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR SKALA

ABUTMENT 2

NAMA MAHASISWA

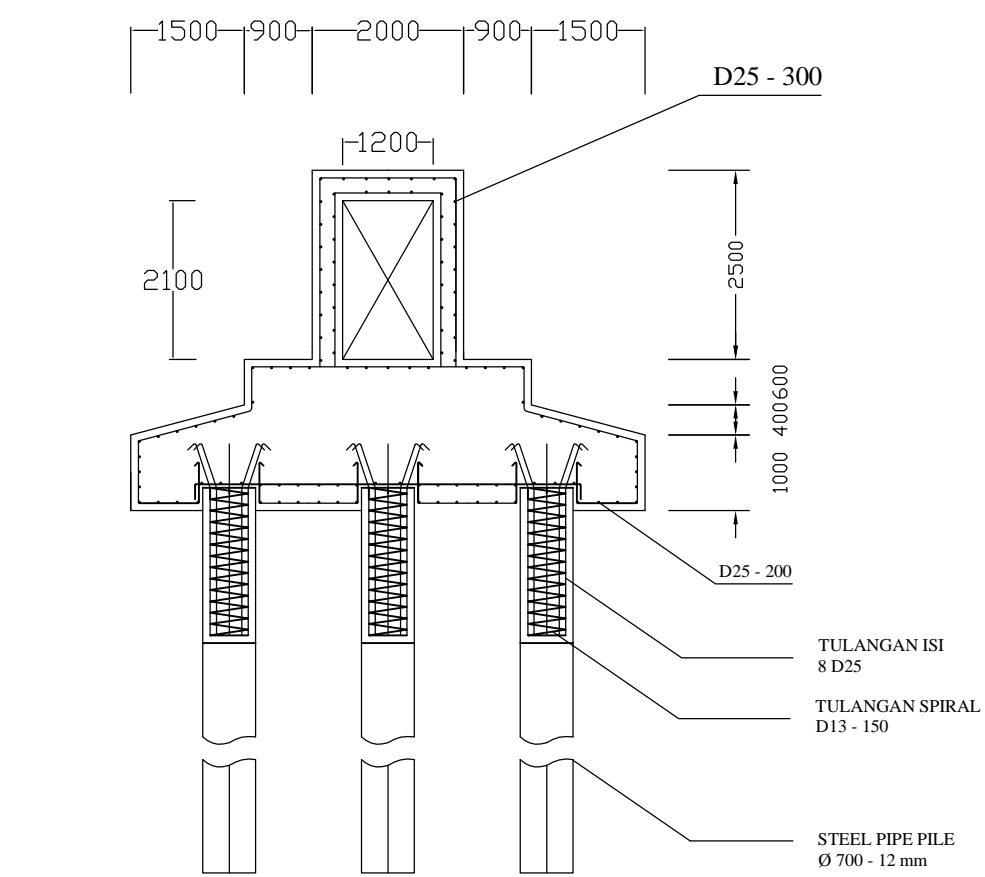
MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

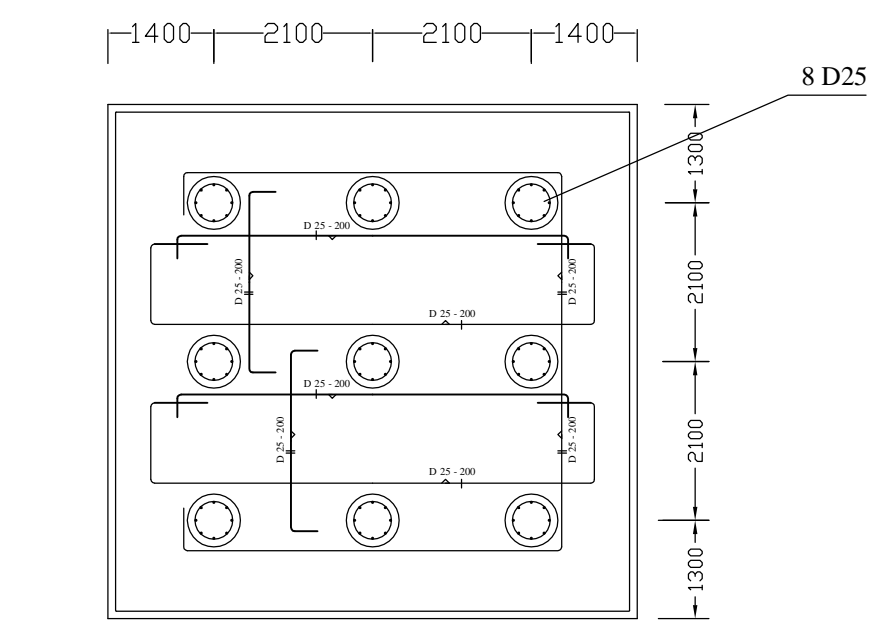
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

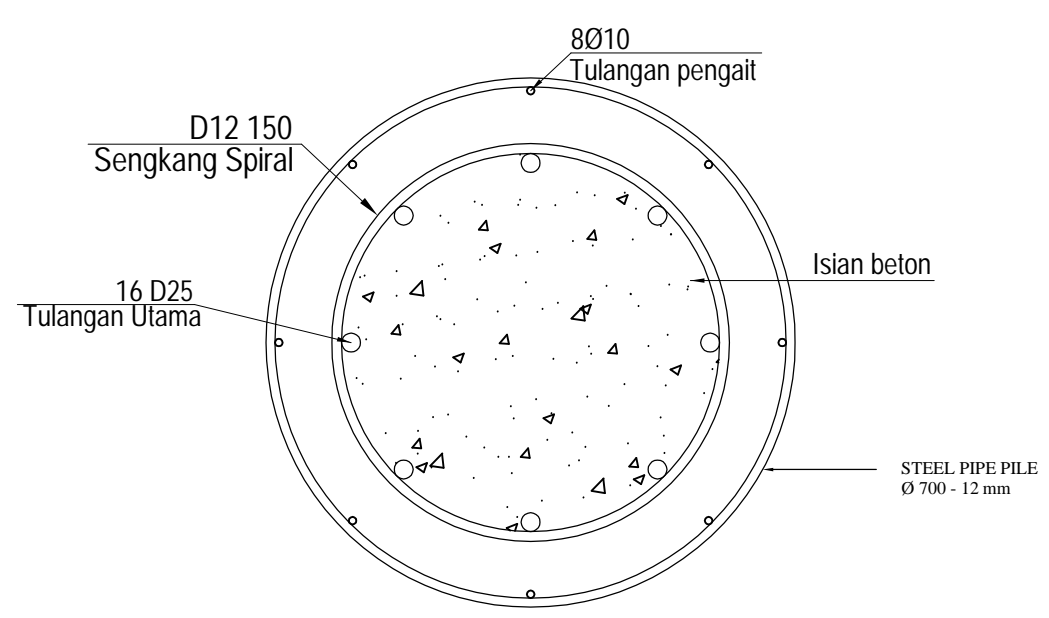
34 40



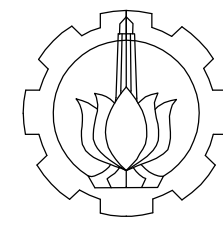
DETAIL PENULANGAN PILAR
SKALA 1:100



DENAH TIANG PANCANG
SKALA 1:100



DETAIL TIANG PANCANG
SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR SKALA

PILAR

NAMA MAHASISWA

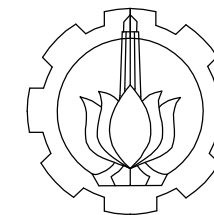
MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

35 40



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POSISI TENDON
PC - I GIRDER

1 : 80

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

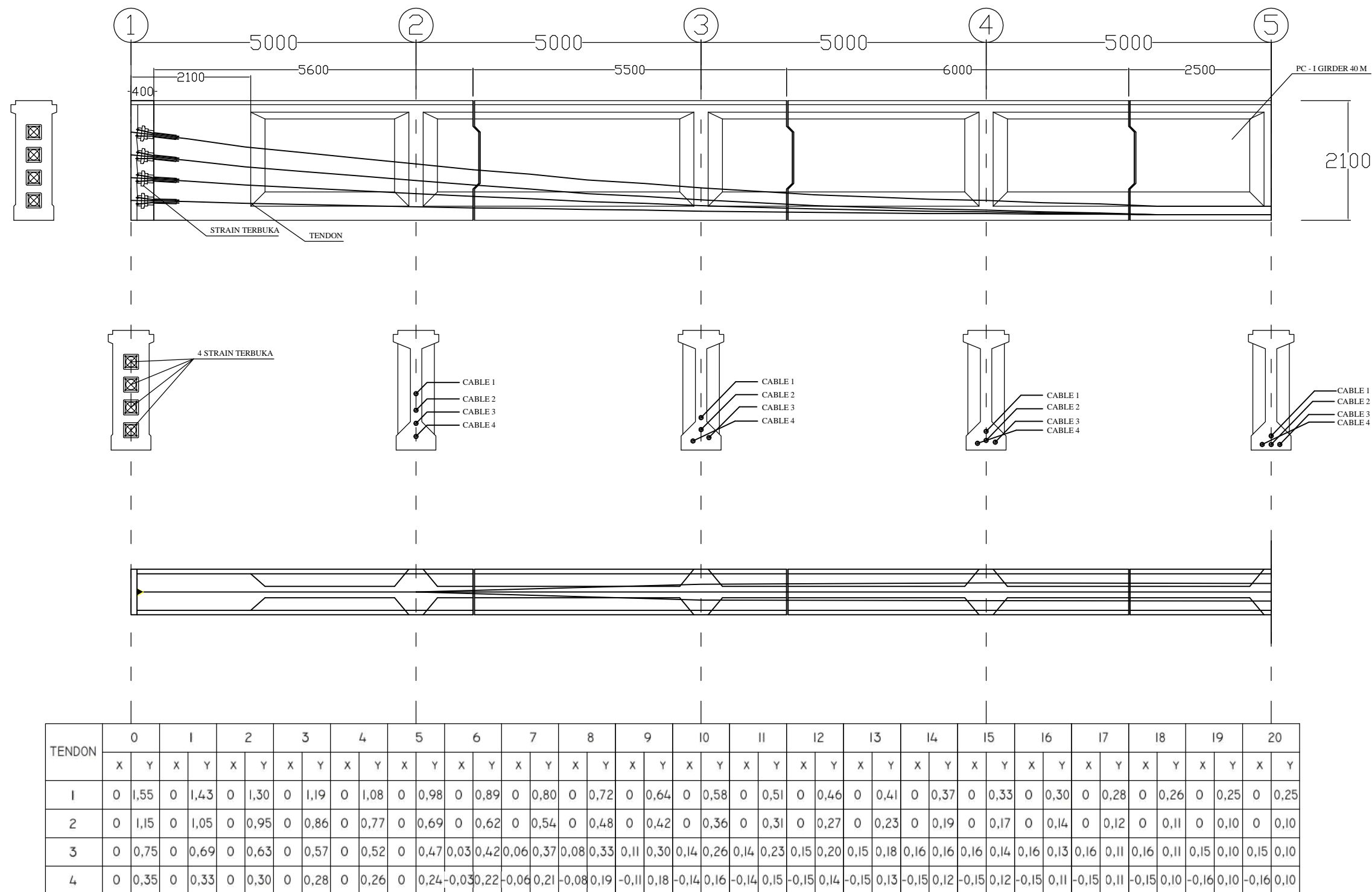
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

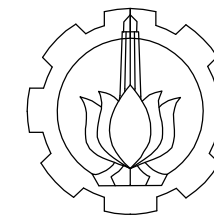
JML. GAMBAR

36

40



POSISI TENDON AS 1 - 5
SKALA 1:80



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

POSISI TENDON
PC - I GIRDER

1 : 80

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

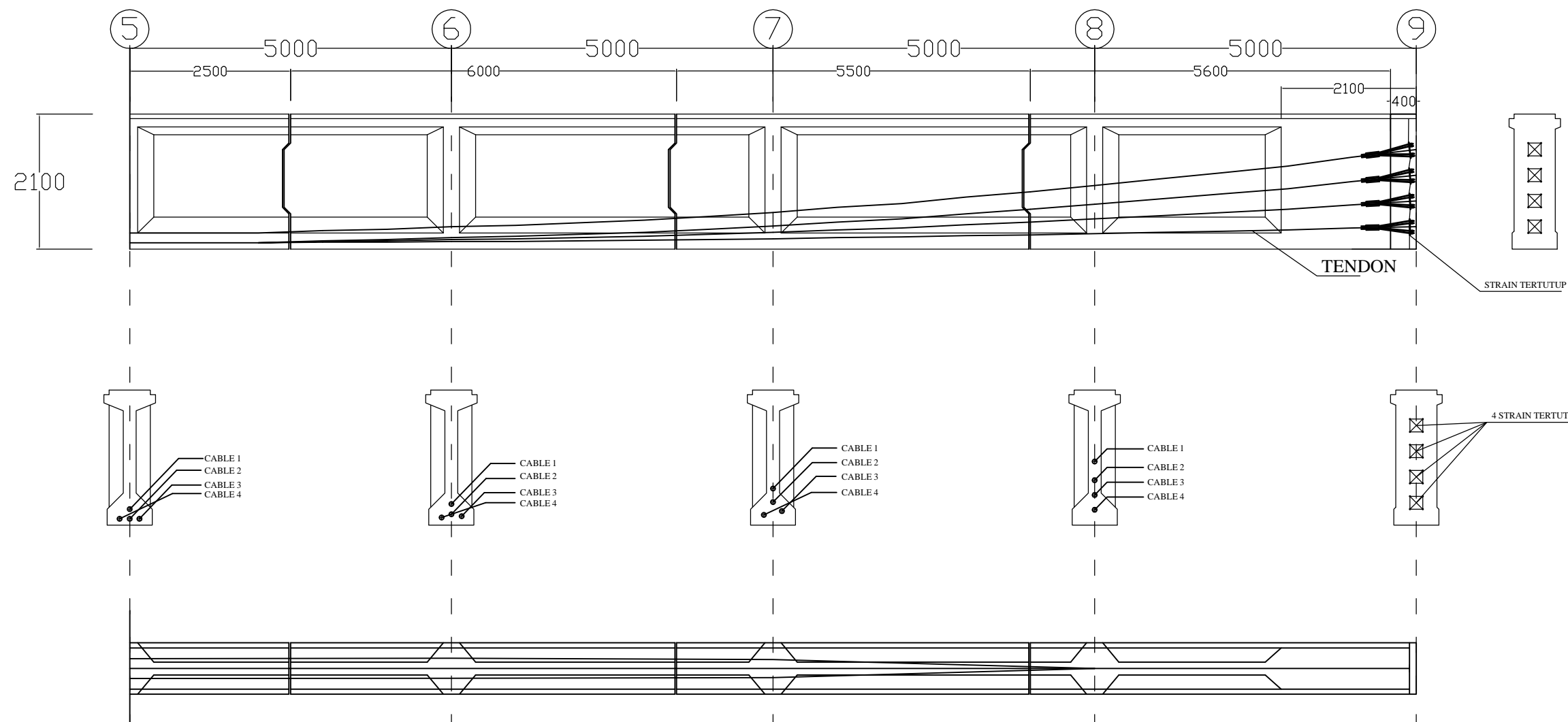
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

37

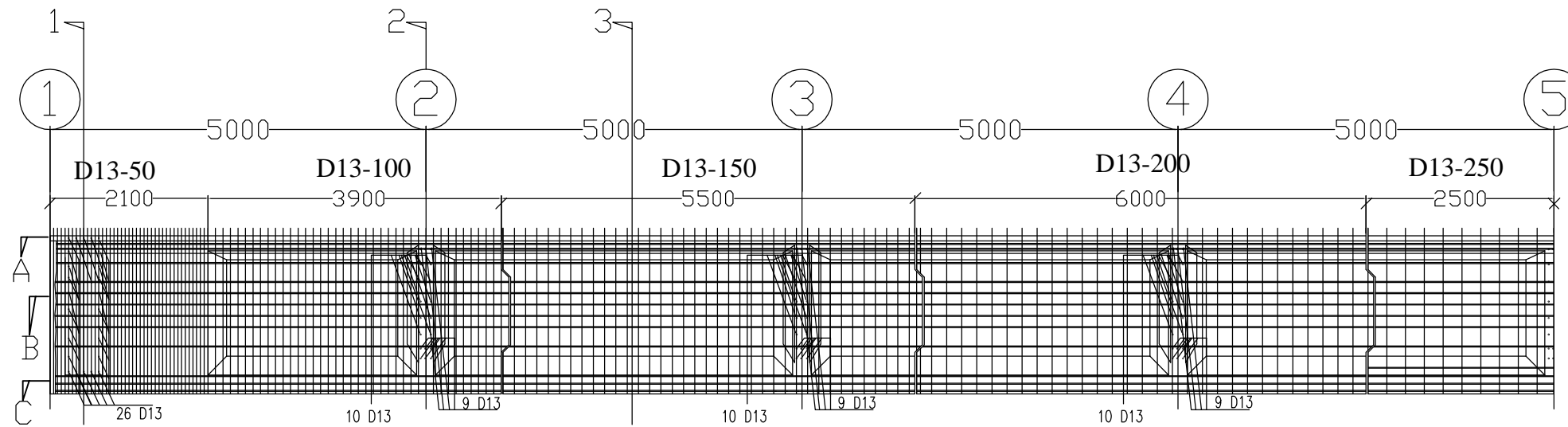
40



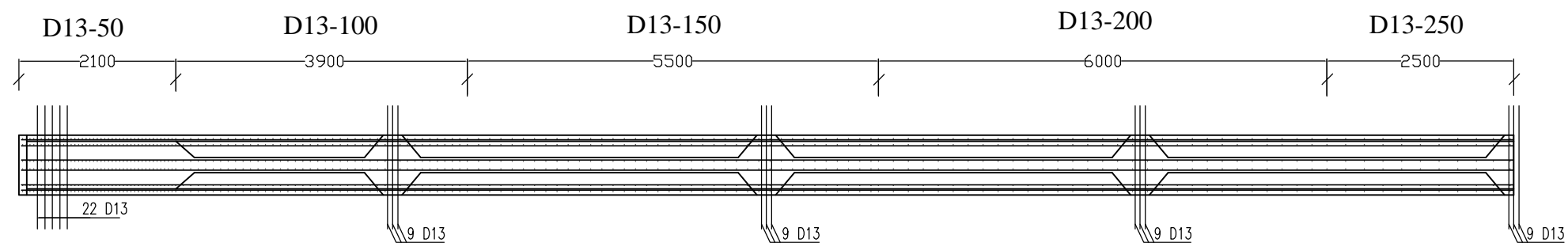
TENDON	20		21		22		23		24		25		26		27		28		29		30		31		32		33		34		35		36		37		38		39		40	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	0	0,25	0	0,25	0	0,26	0	0,28	0	0,30	0	0,33	0	0,37	0	0,41	0	0,46	0	0,51	0	0,58	0	0,64	0	0,72	0	0,80	0	0,89	0	0,98	0	1,08	0	1,19	0	1,30	0	1,43	0	1,55
2	0	0,10	0	0,10	0	0,11	0	0,12	0	0,14	0	0,17	0	0,19	0	0,23	0	0,27	0	0,31	0	0,36	0	0,42	0	0,48	0	0,54	0	0,62	0	0,69	0	0,77	0	0,86	0	0,95	0	1,05	0	1,15
3	0,15	0,10	0,15	0,10	0,16	0,11	0,16	0,11	0,16	0,13	0,16	0,14	0,16	0,16	0,15	0,18	0,15	0,20	0,14	0,23	0,14	0,26	0,11	0,30	0,08	0,33	0,06	0,37	0,03	0,42	0	0,47	0	0,52	0	0,57	0	0,63	0	0,69	0	0,75
4	-0,16	0,10	-0,16	0,10	-0,15	0,10	-0,15	0,11	-0,15	0,11	-0,15	0,12	-0,15	0,12	-0,15	0,13	-0,15	0,14	-0,14	0,15	-0,14	0,16	-0,11	0,18	-0,08	0,19	-0,06	0,21	-0,03	0,22	0	0,24	0	0,26	0	0,28	0	0,30	0	0,33	0	0,35

POSISI TENDON AS 5 - 9

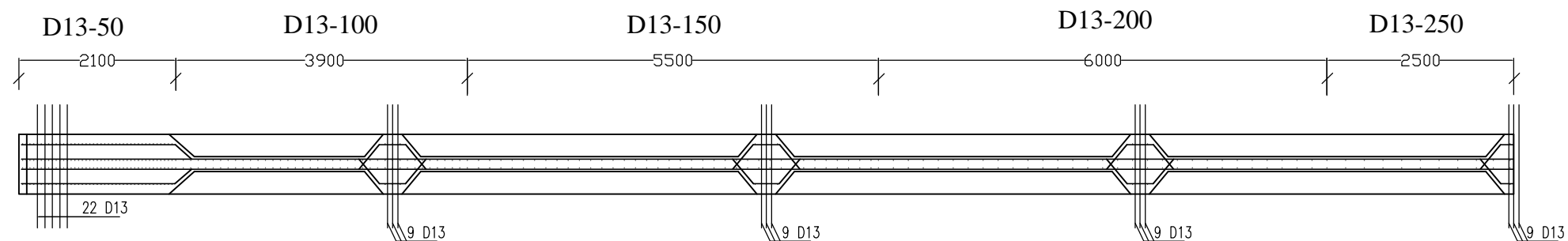
SKALA 1:80



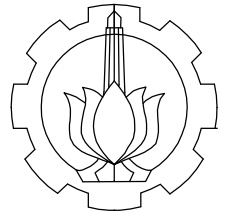
 **PENULANGAN PC-I GIRDER**
SKALA 1:80



 **POTONGAN A**
SKALA 1:80



 **POTONGAN A**
SKALA 1:80



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR SKALA

PENULANGAN
PC - I GIRDER 1 : 80

NAMA MAHASISWA

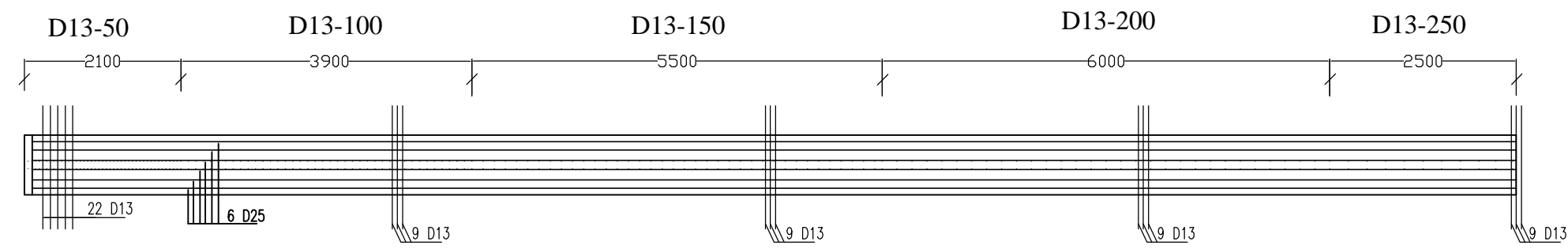
MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

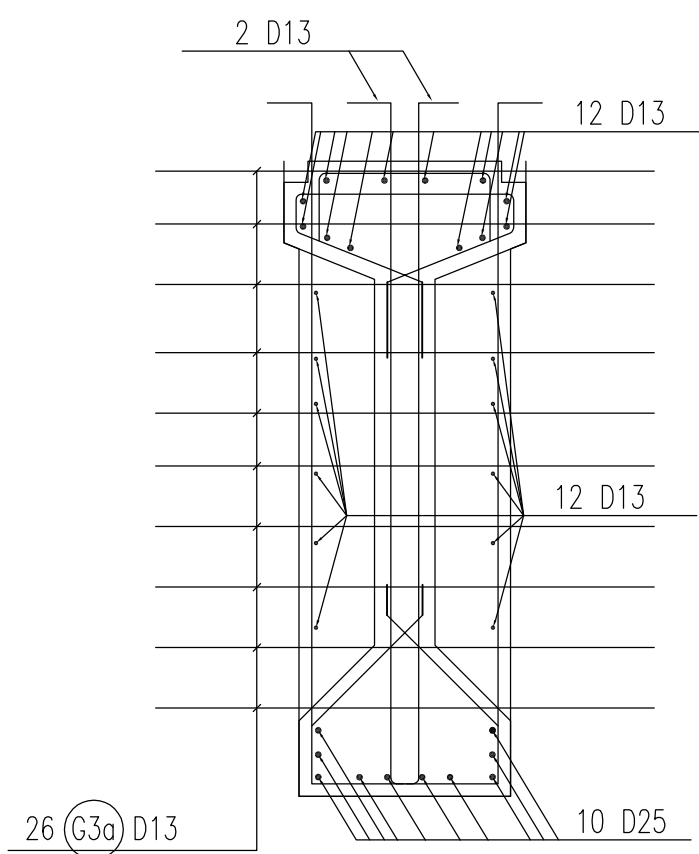
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

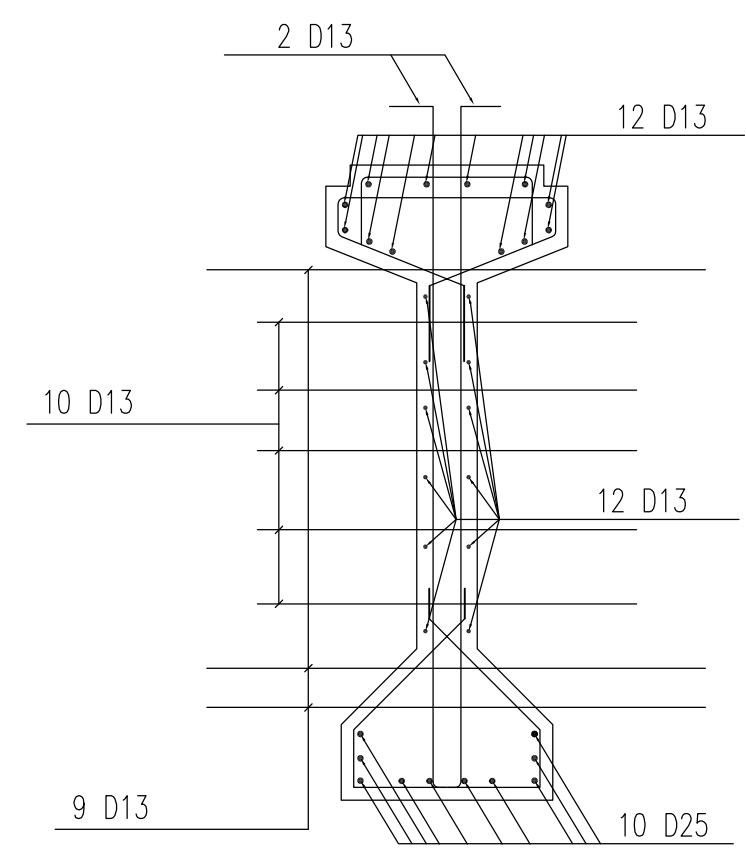
38 40



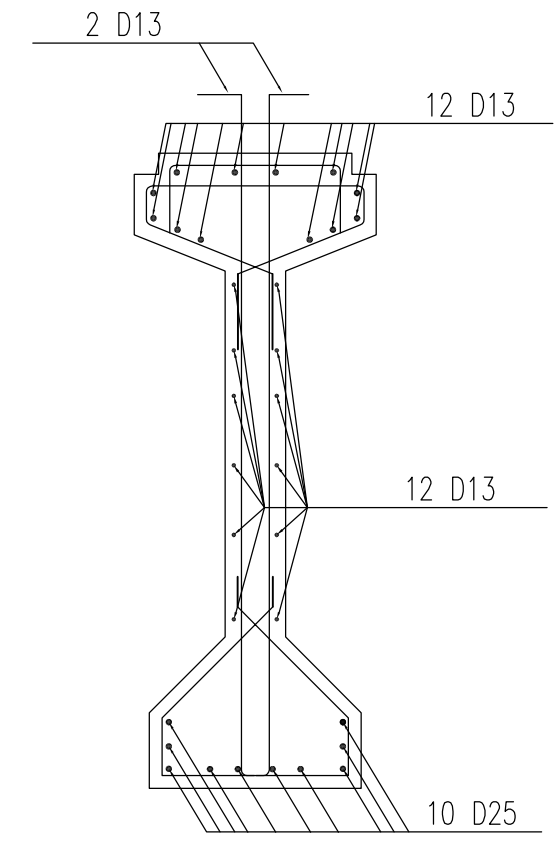
 **POTONGAN A**
SKALA 1:80



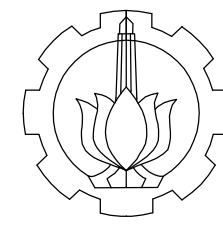
POTONGAN - 1
SKALA 1 : 25



POTONGAN - 2
SKALA 1 : 25



POTONGAN - 3
SKALA 1 : 25



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

PENULANGAN PC - I GIRDER	
-----------------------------	--

NAMA MAHASISWA

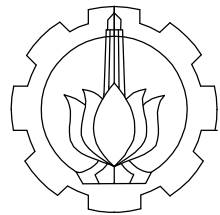
MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
------------	-------------

39	40
----	----



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PROYEK

PROYEK PEMBANGUNAN
DERMAGA PLTU DI KOTABARU
KALIMANTAN SELATAN
KAPASITAS BARGE 330 FEET

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL BOLLARD
DAN FENDER

NAMA MAHASISWA

MOH.DAWWAS IZZUDDIN R
3113041046

NAMA DOSEN

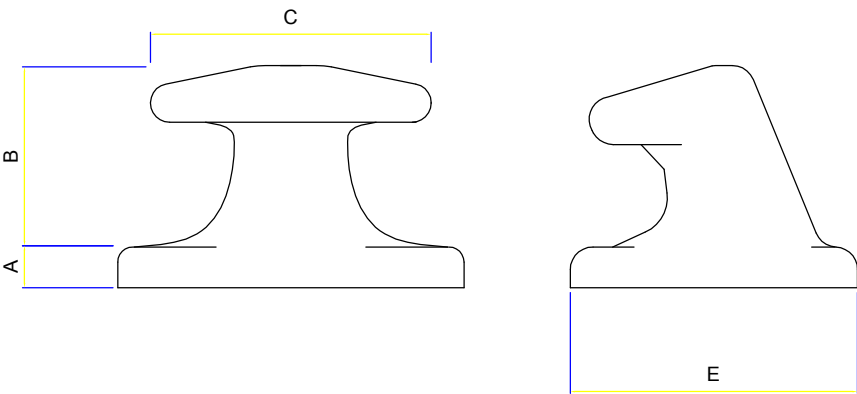
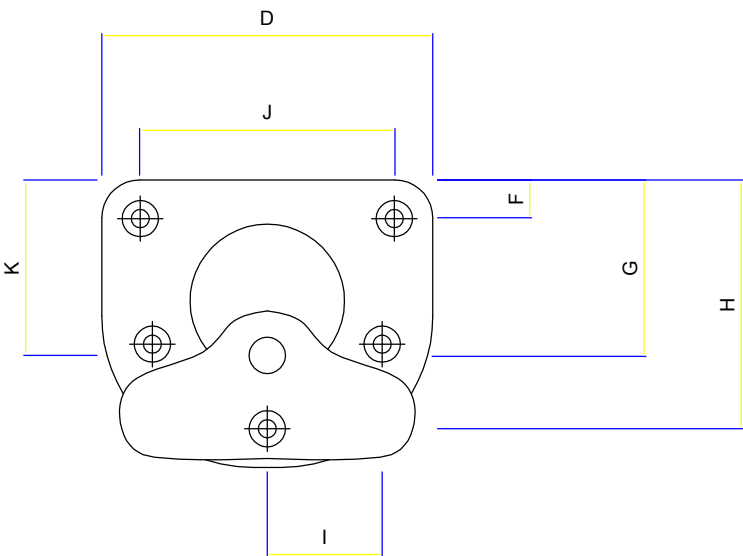
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS.
NIP. 19600105 198603 1 003

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

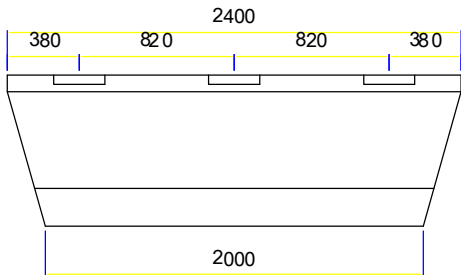
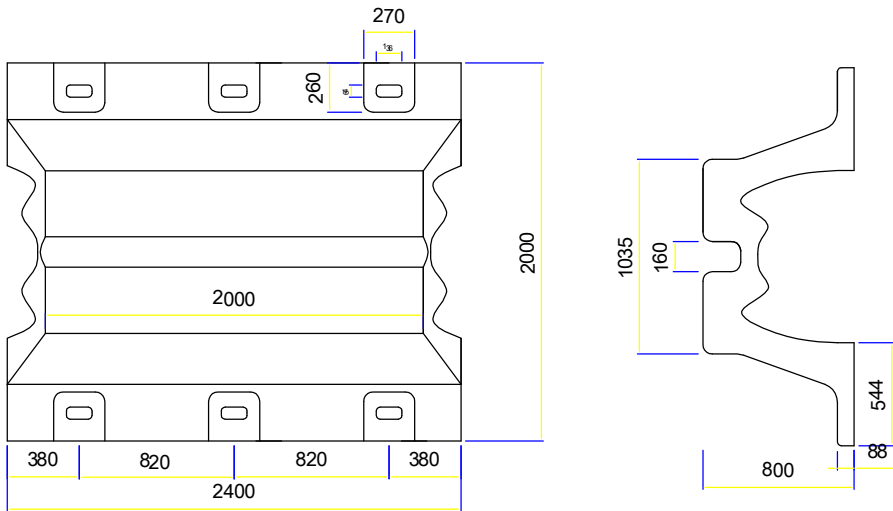
40

40



DETAIL BOLLARD
SKALA 1:10

CODE	DIMENSION (mm)
A	54
B	240
C	351
D	438
E	380
F	51
G	232
H	329
I	152
J	336
K	217
Bolt Size	M24
Bolt Length	450
Bolt Qty	5



DETAIL FENDER
SKALA 1:40

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Moh. Dawwas Izzuddin R. Lahir di Lamongan pada tanggal 17 Juni 1995. Anak pertama dari 2 bersaudara, pendidikan formal yang ditempuh antara lain: Sekolah Dasar Negeri Sukoanyar 2 Lamongan, Sekolah Menengah Pertama Muhammadiyah 12 Lamongan, Madrasah Aliyah Al-Ishlah Lamongan dan tamat tahun 2013. Penulis melanjutkan studi di D-IV Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi, Institut Teknologi Sepuluh Nopember pada tahun 2013 dan terdaftar dengan NRP 3113 041 046. Di Departemen Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil ini penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis aktif dalam berbagai kegiatan yang diselenggarakan oleh kampus ITS.